



Università degli Studi di Padova

Dipartimento ICEA

Ingegneria Civile, Edile e Ambientale

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile
Curriculum Strutture

**Verifica sismica di un edificio prefabbricato
esistente con il metodo del
"Performance-Based Design"**

Studente:

Andrea Marin

Relatore:

Doc. Ing. Roberto Scotta

Anno accademico 2014/2015

Sommario

In questo lavoro di tesi si svilupperà con un esempio pratico il metodo del performance-based design, indicandone le principali proprietà e vantaggi rispetto al metodo utilizzato oggi chiamato force-based design. Quest'ultimo ha mostrato infatti negli ultimi anni delle carenze, nonostante la struttura rispetti i limiti di deformazione e di resistenza infatti non abbiamo nessuna indicazione riguardante il danno e le perdite associate che si possono presentare. Esempi sono stati gli eventi di Northridge, Kobe, il terremoto del Cile del 2010 o quello dell'Emilia in Italia. I danni e i disagi venuti a creare dopo tali eventi hanno mostrato le carenze del metodo utilizzato, e sono stati spunto per cercare nuovi metodi innovativi e che diano la possibilità di predire in modo più verosimile la risposta dell'edificio all'evento sismico straordinario. Si è sviluppato un esempio concreto di adeguamento sismico di un edificio industriale prefabbricato esistente, per dimostrare le insufficienze del metodo force-based design e le proprietà del performance-based design. Si incentrerà il lavoro seguente sviluppando i due metodi in modo da confrontare i risultati ottenuti, dando importanza a quelle che vengono poi chiamate analisi di danno e di perdita, novità fondamentale di questo nuovo metodo.

Indice

Elenco delle figure	iii
Elenco delle tabelle	vii
Lista dei simboli	ix
1 Introduzione	1
1.1 Evoluzione dell'ingegneria sismica	4
1.2 Tipologie di danno nei capannoni industriali	10
2 Performance-Based Design	13
2.1 Formulazione del PEER	13
2.1.1 Analisi di pericolosità	14
2.1.2 Analisi della struttura	15
2.1.3 Analisi del danno	16
2.1.4 Analisi delle perdite	17
3 Stato di fatto dell'edificio	21
3.1 Analisi di pericolosità	21
3.1.1 Sito	22
3.1.2 Misura di intensità	22
3.1.3 Conditional Mean Spectrum	24
3.1.4 Selezione degli accelerogrammi	28
3.2 Analisi della struttura	38
3.2.1 Descrizione del modello	38
3.2.2 Push-over	43
3.2.3 Analisi delle frequenze	48
3.2.4 Analisi dinamica non lineare	49
3.2.4.1 Attrito nullo	51

3.2.4.2	Attrito costante	53
3.2.4.3	Collegamenti a cerniera	55
3.2.5	Valutazione dell'edificio esistente	57
3.2.6	Scelta dei parametri ingegneristici di interesse, <i>EDP</i> . .	63
4	Miglioramento sismico	73
4.1	Analisi della struttura con intervento	74
4.2	Analisi del danno	80
4.3	Analisi delle perdite	84
5	Conclusioni	93
	Bibliografia	97

Elenco delle figure

1.1	Danni dovuti ai terremoti di Northridge, a sinistra, e Kobe, a destra.	2
1.2	Esempi di collasso dei pannelli	11
1.3	Esempi di perdita di appoggio	11
1.4	Esempi di danni ai pilastri	12
2.1	Densità di probabilità di un generico parametro di interesse . .	15
2.2	Esempio di curve di fragilità	17
2.3	Esempio di trasformazione delle curve di perdita	19
3.1	Disaggregazione del sito per vari T_R	23
3.2	Spettri dati dall'INGV	24
3.3	Valori di a_g per diverse frequenze annuali di superamento . . .	25
3.4	Spettri ottenuti da Abrahamson and Silva, 1997	25
3.5	Stessi spettri sovrapposti a quelli dell'INGV	26
3.6	Scossa avvenuta nel Giugno 2008 nei pressi di Iwate	30
3.7	Scossa avvenuta nel Settembre 2004 nei pressi di Parkfield . .	30
3.8	Scossa avvenuta nell'Aprile 2009 nei pressi dell'Aquila	30
3.9	Scossa avvenuta nel Maggio 1998 nei pressi della penisola di Izu	31
3.10	Scossa avvenuta nel Settembre 2004 nei pressi di Parkfield . .	31
3.11	Scossa avvenuta nell'Aprile 2009 nei pressi dell'Aquila	31
3.12	Scossa avvenuta nel Settembre 2004 nei pressi di Parkfield . .	32
3.13	Scossa avvenuta nel Maggio 1997 nei pressi di Kagoshima . . .	33
3.14	Scossa avvenuta nel Settembre 2004 nei pressi di Parkfield . .	33
3.15	Scossa avvenuta nel Settembre 1999 nei pressi di Atene	33
3.16	Scossa avvenuta nel Marzo 2011 nei pressi di Niigita	34
3.17	Scossa avvenuta nel Giugno 2000 nei pressi del Sud Islanda . .	34
3.18	Scossa avvenuta nel Settembre 2004 nei pressi di Parkfield . .	34

3.19	Scossa avvenuta nel Maggio 2008 nei pressi di Olfus	35
3.20	Scossa avvenuta nel Luglio 2000 nei pressi di Miyakejima Island	36
3.21	Scossa avvenuta nel Maggio 1997 nei pressi di Kagoshima	36
3.22	Scossa avvenuta nel Maggio 2008 nei pressi di Olfus	36
3.23	Scossa avvenuta nel Maggio 2012 nei pressi dell'Emilia in Pianura Padana	37
3.24	Scossa avvenuta nel Giugno 2011 nei pressi di Christchurch .	37
3.25	Scossa avvenuta nel Settembre 2009 nei pressi di Atene	37
3.26	Scossa avvenuta nel Settembre 2004 nei pressi di Parkfield . .	38
3.27	Pianta del fabbricato	39
3.28	Sezioni del fabbricato	39
3.29	Pianta della copertura	40
3.30	Geometria del pilastro tipo	40
3.31	Geometria del secondo pilastro	41
3.32	Geometria della trave a T	41
3.33	Geometria della trave appoggia pannelli	42
3.34	Geometria del tegolo	42
3.35	Modello realizzato con il programma MidasGEN	43
3.36	Sezione a fibre. Pilastro esterno e pilastro porta trave appoggia- pannello.	44
3.37	Legame costitutivo calcestruzzo	44
3.38	Legame costitutivo acciaio	45
3.39	Curve di push-over per il pilastro	46
3.40	Curve di push-over per il pilastro reggi trave porta pannello .	46
3.41	Primo modo di vibrare della struttura $T = 12.66\ s$	49
3.42	Spostamenti relativi tegolo-trave in direzione Y per il primo evento, senza attrito, $T_R = 2500\ anni$	53
3.43	Spostamenti relativi tegolo-trave in direzione Y per il primo evento, attrito costante, $T_R = 2500\ anni$	55
3.44	Valori medi di domanda di duttilità, $T_R = 100\ anni$	58
3.45	Valori medi di domanda di duttilità, $T_R = 500\ anni$	58
3.46	Valori medi di domanda di duttilità, $T_R = 2500\ anni$	59
3.47	Valori medi di spostamento relativo tegolo-trave, $T_R = 100\ anni$	59
3.48	Valori medi di spostamento relativo tegolo-trave, $T_R = 500\ anni$	60
3.49	Valori medi di spostamento relativo tegolo-trave, $T_R = 2500\ anni$	60
3.50	Valori di D_x per i vari T_R	61
3.51	Valori di D_y per i vari T_R	61
3.52	Valori di R_y per i vari T_R	62
3.53	Valori di R_z per i vari T_R	62
3.54	Distribuzioni di frequenza delle rotazioni r_z , $T_R = 2500\ anni$.	64
3.55	Curve di pericolosità per le rotazioni r_z , $T_R = 2500\ anni$	65

3.56	Distribuzioni di frequenza degli spostamenti in direzione y , $T_R = 2500 \text{ anni}$	65
3.57	Curve di pericolosità per gli spostamenti in y , $T_R = 2500 \text{ anni}$	66
3.58	Distribuzioni di frequenza degli spostamenti in direzione y per vari T_R , attrito nullo	66
3.59	Curve di pericolosità per gli spostamenti in y per vari T_R , caso con attrito nullo	67
3.60	Distribuzioni di frequenza degli spostamenti in direzione y per vari T_R , attrito costante	67
3.61	Curve di pericolosità per gli spostamenti in y per vari T_R , caso con attrito costante	68
3.62	Distribuzioni di frequenza delle rotazioni r_z per vari T_R , caso con attrito costante	68
3.63	Curve di pericolosità per le rotazioni r_z per vari T_R , caso con attrito costante	69
3.64	Distribuzioni di frequenza delle rotazioni r_z per vari T_R , caso con attrito nullo	69
3.65	Curve di pericolosità per le rotazioni r_z per vari T_R , caso con attrito nullo	70
3.66	Distribuzioni di frequenza delle rotazioni r_z per vari T_R , caso con collegamenti fissi	70
3.67	Curve di pericolosità per le rotazioni r_z per vari T_R , caso con collegamenti fissi	71
4.1	Valori medi di r_z per le varie forze di snervamento	77
4.2	Valori medi di D_y per le varie forze di snervamento	77
4.3	Distribuzioni di frequenza per le rotazioni r_z per le varie forze di snervamento	78
4.4	Curve cumulative per le rotazioni r_z per le varie forze di snervamento	78
4.5	Distribuzioni di frequenza per gli spostamenti D_y per le varie forze di snervamento	79
4.6	Curve cumulative per gli spostamenti D_y per le varie forze di snervamento	79
4.7	Curve di fragilità per gli spostamenti $P(DM_k EDP_1^i)$	81
4.8	Curve di fragilità per le rotazioni $P(DM_k EDP_2^i)$	81
4.9	Probabilità di eccedenza per D_y	82
4.10	Probabilità di accadimento per D_y	82
4.11	Probabilità di eccedenza per r_z	83
4.12	Probabilità di accadimento per r_z	83
4.13	Curve di perdita per gli spostamenti $P(DV_1^n DM_k)$	85

4.14	Curve di perdita per le rotazioni $P(DV_1^n DM_k)$	85
4.15	Curve di perdita per gli spostamenti $P(DV_1^n EDP_1^i)$	86
4.16	Curve di perdita per le rotazioni $P(DV_2^n EDP_2^i)$	86
4.17	Curve di perdita per gli spostamenti $P(DV_1^n NC, IM_1)$	87
4.18	Curve di perdita per le rotazioni $P(DV_2^n NC, IM_1)$	87
4.19	Curve di perdita per la struttura in caso di non collasso $P(DV^n NC, IM_1)$	88
4.20	Curve di perdita globale della struttura $P(DV^n)$	89
4.21	Curve di perdita globale della struttura $P(DV^n)$ e relative componenti	89
4.22	Curve di perdita globale della struttura $\lambda P(DV^n)$ e relative componenti, probabilità di eccedenza annuale	90
4.23	Curve di perdita globale della struttura $P(DV^n)$ compreso di costi di retrofitting	91
4.24	Confronto delle curve di perdita prima e dopo intervento	91

Elenco delle tabelle

1.1	Principali eventi sismici e relative perdite monetarie	10
3.1	Proprietà del pilastro tipo	40
3.2	Proprietà del secondo pilastro	41
3.3	Proprietà della trave a T	41
3.4	Proprietà della trave appoggia pannelli	42
3.5	Proprietà del tegolo	42
3.6	Legame $M - \varphi$ pilastro	46
3.7	Legame $M - \varphi$ pilastro reggi trave porta pannello	47
3.8	Spostamenti relativi tegolo-trave e rotazioni nel caso di attrito nullo, $T_R = 100 \text{ anni}$	51
3.9	Spostamenti relativi tegolo-trave e rotazioni nel caso di attrito nullo, $T_R = 500 \text{ anni}$	52
3.10	Spostamenti relativi tegolo-trave e rotazioni nel caso di attrito nullo, $T_R = 2500 \text{ anni}$	52
3.11	Spostamenti relativi tegolo-trave e rotazioni con attrito costan- te, $T_R = 100 \text{ anni}$	54
3.12	Spostamenti relativi tegolo-trave e rotazioni con attrito costan- te, $T_R = 500 \text{ anni}$	54
3.13	Spostamenti relativi tegolo-trave e rotazioni con attrito costan- te, $T_R = 2500 \text{ anni}$	54
3.14	Rotazioni nel caso di collegamenti a cerniera, $T_R = 500 \text{ anni}$.	56
3.15	Rotazioni nel caso di collegamenti a cerniera, $T_R = 500 \text{ anni}$.	56
3.16	Rotazioni nel caso di collegamenti a cerniera, $T_R = 2500 \text{ anni}$	56
4.1	Sollecitazioni massime nel collegamento tegolo-trave	75
4.2	Forze di snervamento dei nuovi collegamenti	75

4.3	Spostamenti relativi tegolo-trave e rotazioni medie con varie forze di snervamento	76
4.4	Media e deviazione standard dei vari EDP per vari livelli di danno	80
4.5	Media e deviazione standard delle perdite in % per vari livelli di danno	84

Lista dei simboli

CDF = funzione di distribuzione cumulativa

DM = Misura di danno

DV = Variabile di decisione

EE = Ingegneria sismica

EDP = Parametro ingegneristico di interesse

$f(x)$ = Probabilità di X (continua) di essere nelle vicinanze di x (PDF)

$f(x|y)$ = Probabilità di X (continua) di essere nelle vicinanze di x dato $Y = y$

$F(x)$ = Probabilità di non eccedenza di x (CDF)

$F(x|y)$ = Probabilità condizionale di non eccedenza di x dato $Y = y$

IM = Misura di intensità

MAF = Frequenza Annuale di Superamento

$p(x)$ = Probabilità di $X = x$ (PMF)

$P(x)$ = Probabilità di eccedenza di x ($CCDF$)

$P(x|y)$ = Probabilità condizionale di eccedenza di $X = x$ dato $Y = y$

$PBEE$ = Performance Based Earthquake Engineering

$PBSD$ = Performance Based Seismic Design

PDF = Probabilità funzione di densità

PGA = Accelerazione al suolo di picco

POE = Probabilità di eccedenza

$S_a(T)$ = Accelerazione spettrale al periodo T e 5% di smorzamento

Capitolo 1

Introduzione

L'ingegneria sismica è in continuo sviluppo ed evoluzione. Questo perché, data l'incertezza dei vari fattori, ogni evento è utile dal punto di vista ingegneristico. Eventuali problemi o danni, dati da un particolare evento, possono infatti essere utili per sviluppare nuovi metodi e nuovi accorgimenti per evitare che in futuro possano accadere situazioni simili. Questo sviluppo, visti i danni dei tempi più recenti, ha portato alla ricerca di un metodo che differisse da quello comunque utilizzato ancora oggi.

Le normative e i codici attuali si basano su una filosofia che assegna ad un terremoto di data intensità un livello di danno. In particolare per una bassa intensità ci si aspetta che la struttura non subisca nessun tipo di danno sia per quanto riguarda gli elementi strutturali che gli elementi non strutturali; per una intensità di livello medio il danno deve essere limitato e riparabile mentre per un'intensità elevata si vuole prevenire dal collasso parziale o totale della struttura.

Dopo i due eventi avvenuti rispettivamente nel 1994 a Northridge e nel 1995 a Kobe la comunità ha cominciato a realizzare che le perdite economiche e delle vite, i tempi di recupero e di inagibilità, erano troppo elevati nonostante le strutture rispettassero totalmente le regole dettate da normativa, che comunque non davano indicazioni su come valutare il danno possibile.

Anche terremoti più recenti, come quello dell'Aquila avvenuto nel 2009, hanno mostrato come le regole odierne per la progettazione antisismica non



Figura 1.1: *Danni dovuti ai terremoti di Northridge, a sinistra, e Kobe, a destra.*

siano sufficienti per limitare il più possibile i danni. Infatti è successo che l'ospedale è stato evacuato, a seguito del sisma, impedendo i soccorsi necessari alle persone ferite. Stessa sorte dopo il terremoto del Cile nel 2010 dove più ospedali non potevano ospitare pazienti.

Negli anni 2000 i primi lavori su quello che oggi si definisce Performance-Based Design (PBD) cominciarono ad essere sviluppati. Quello che si è deciso di fare è accoppiare ad un determinato livello di intensità di terremoto una determinata performance della struttura e associare quest'ultima anche ad elementi non strutturali.

Il nome stesso del metodo, Performance-Based, sta ad indicare come questo nuovo modo di operare si basi sul concetto che una struttura è costruita per soddisfare determinati requisiti collegati all'uso stesso della costruzione, come possono essere durabilità e resistenza.

Inoltre, anche se le teorie fino ad ora conosciute sono state concepite in modo corretto e sono state testate con il passare degli anni, il quantitativo limitato di eventi catastrofici rende comunque sempre difficile trovare una trattazione conforme e unica. Questa limitazione si fa ancora più sentire quando si fa riferimento non solo alla struttura portante antisismica, ma ad un intervento di adeguamento sismico, oppure quando si considerano fondamentali le parti non strutturali della struttura o i costi di riparazione. Per capire cosa ha portato alla ricerca di un nuovo metodo basato sulla performance dell'edificio è opportuno considerare altri dettagli.

L'obiettivo primario dell'ingegnere civile odierno è quello di ottenere strutture che restino integre per il tempo e per gli eventi considerati. Per ottenere questo risultato è doveroso seguire e soddisfare le limitazioni date da normativa, che sono principalmente legate a resistenza, deformazioni e dettagli costruttivi.. Le verifiche di queste limitazioni, con opportuni coefficienti, assicurano che la domanda prestazionale non superi la capacità dell'edificio. Questi limiti non fanno nessun riferimento però a quelli che possono essere la funzionalità dell'edificio dopo l'evento, la sicurezza o la capacità delle componenti non strutturali. La normativa affida infatti al controllo di momento flettente, taglio e deflessioni la valutazione dell'integrità strutturale.

Questi modelli sono stati criticati principalmente per due motivi: il primo è che questi stati limite non richiedono un controllo globale della struttura; il secondo è che per come sono concepiti, queste teorie non considerano in nessun modo la performance dell'edificio. In poche parole, la struttura viene concepita in modo che rispetti la normativa vigente, senza però preoccuparsi di altri fattori importanti come possono essere la perdita di vita umane e le perdite economiche.

L'idea che ha aiutato a sviluppare quindi nuovi metodi si basa dunque sulle conseguenze e sull'impatto che determinati danni, dovuti ad eventi prestabiliti, possono avere sulla popolazione. Per capire meglio quello che sta alla base dei metodi basati sulla performance dell'edificio consideriamo ad esempio come valore di controllo il drift interpiano. Questo valore non è collegato in nessun modo a livelli di danno o di perdita. Bisogna trovare dunque il metodo per collegare valori, come possono essere gli spostamenti interpiano, con misure e interpretazioni che possano essere capiti da persone che non fanno parte dell'ambito della progettazione strutturale. In questo modo l'ingegnere si può tutelare, spiegando come scelte strutturali possono portare a determinati effetti fino a trovare con il proprietario il giusto equilibrio.

Si può riassumere quello fino ad ora detto dicendo che il Performance-Based Design non solo porta con sé tutto quello che giustamente è richiesto da normativa, ma aiuta a decidere e a capire il perché di molte decisioni strutturali. È opportuno ricordare che comunque il metodo è in via di sviluppo, che è sicuramente oneroso e di difficile applicazione per il momento, ma questo

deve spingere la nuova generazione a sviluppare nuovi metodi e continuare la ricerca, per mettere a punto teorie che portino a risultati sempre più sicuri e con meno ripercussioni possibili.

1.1 Evoluzione dell'ingegneria sismica

Prima di proseguire con lo studio del metodo del Performance-Based design, si cercherà di riassumere in breve la storia dell'ingegneria sismica mondiale, in modo da capire in modo più dettagliato cosa ci ha portato oggi a cercare questi metodi innovativi. Faremo riferimento ad eventi sismici che hanno cambiato il modo di considerare l'azione sismica sulla struttura.

1. San Francisco, 18 aprile 1906 - magnitudo 7.9

Il terremoto di San Francisco del 1906 è il primo dei terremoti che hanno segnato la storia dell'ingegneria sismica. Fu scatenato dalla rottura di un tratto lungo 500 *km* della faglia di San Andreas, nel nord della California, e rimane di gran lunga l'evento sismico più disastroso nella storia degli Stati Uniti, sia in termini di vittime, circa 3000 secondo le stime, che di danni.

All'inizio del XX° secolo, oltre un quarto della popolazione della costa ovest degli Stati Uniti era concentrata nell'area della baia di San Francisco; il terremoto del 1906 colpì dunque nell'unica regione della costa ovest in cui avrebbe potuto causare un grande disastro urbano, e così fu.

Tuttavia, la reazione della comunità scientifica americana e delle amministrazioni locali tardò a manifestarsi. Occorre ricordare che in quel tempo il Prof. Riki Sano dell'Università di Tokyo stava sviluppando un metodo di calcolo avanzato dell'azione sismica e solo tre anni dopo, a seguito del terremoto di Messina-Reggio Calabria, gli ingegneri italiani avrebbero elaborato le prime norme moderne per le costruzioni in zona sismica. Eppure, contrariamente a quanto ci si potrebbe aspettare, negli anni immediatamente seguenti il disastro, le autorità e la comunità scientifica californiane si orientarono maggiormente sull'implementazione di prescrizioni di carattere qualitativo nelle norme locali, piuttosto

che su di un affinamento delle tecniche progettuali e sull’emanazione di vere e proprie norme tecniche per le costruzioni.

Cionondimeno, il terremoto ebbe un impatto profondo sulla ricerca scientifica, alimentata da una estesa e dettagliata ricognizione dei danni sismici, divulgata in un corposo rapporto d’indagine, noto come ”Lawson Report”, dal nome del presidente della commissione d’indagine, Andrew Lawson. Il rapporto, alla cui stesura contribuì il gruppo di scienziati che poi darà vita al primo dipartimento di studi sismici presso l’Università della California, a Berkeley, conteneva anche la prima versione della teoria del rimbalzo elastico [1], ad opera del geofisico Harry Fielding Reid, ancora oggi la più accreditata teoria sull’origine dei terremoti. In seguito, a Berkeley, il geologo Harry Oscar Wood (1879-1958) e l’astronomo John Anderson inventarono il sismografo Wood-Anderson, il primo strumento in grado di misurare le onde sismiche di breve periodo, grazie al quale fu realizzata la prima rete di sismografi in grado di rilevare l’epicentro dei terremoti. E fu per ordinare e interpretare l’enorme mole di dati raccolti in pochi anni da questa rete, che il celebre Charles Richter (1900-1985), nel 1935, ideò l’omonima scala d’intensità sismica, tutt’oggi il più noto e significativo metodo di misura dell’energia sprigionata dai terremoti.

Come afferma testualmente Reitherman: ”É necessario che almeno un grande terremoto colpisca un paese, perché l’ingegneria sismica possa ivi nascere ed affermarsi. Negli Stati Uniti d’America fu il terremoto di San Francisco del 1906 a dare l’avvio alla moderna ingegneria sismica”.

2. Messina–Reggio Calabria, 28 dicembre 1908 – magnitudo 7.1

Le stime sulle vittime del terremoto del 1908 concordano su un minimo di 50000 vite umane, mentre alcune fonti ne stimano circa 80000: fu il terremoto più disastroso che abbia mai colpito il nostro paese.

A differenza del terremoto di San Francisco, che nell’immediato non portò innovazioni nelle tecniche costruttive o avanzamenti normativi, il terremoto di Messina - Reggio Calabria costituì invece un immediato passo avanti nell’ingegneria sismica.

Il motivo fu che probabilmente in Italia all'epoca vi erano più ingegneri civili che in California e forse in tutti gli Stati Uniti, o forse perché il Governo istituì prontamente una commissione di studio sugli effetti del sisma, con lo scopo di emanare in tempi brevi delle linee guida per costruzioni sismoresistenti. É indubbio infatti che, mentre il "Rapporto Lawson", di cui sopra, fu essenzialmente un compendio di studi geologici e sismologici, più che uno studio ingegneristico, il terremoto di Messina e Reggio Calabria fu il primo nella storia ad essere studiato da una numerosa commissione di ingegneri, che nel 1909 pervenne alla stesura della prime norme sismiche al mondo basate su di un metodo di calcolo analitico, denominato *metodo del rapporto sismico*.

Fu l'inizio della moderna tecnica delle costruzioni antisismiche: in un periodo in cui non esistevano dati affidabili sul periodo di vibrazione delle strutture e il concetto di duttilità strutturale era sostanzialmente sconosciuto, il *rapporto sismico* fu il primo metodo di calcolo in grado di fornire un criterio analitico di progettazione delle strutture in zona sismica. Ancora oggi ben noto agli ingegneri civili, esso conobbe presto una diffusione planetaria e contribuì enormemente alla sviluppo degli attuali codici di calcolo sismico.

3. **1° settembre 1923, il grande terremoto del Kanto – magnitudo 7.9**

Il terremoto che colpì la regione del Kanto, un'area dell'isola di Honshu (la maggiore isola del Giappone) che comprende la grande area metropolitana di Tokyo-Yokohama, fu un'immane tragedia nazionale. Vi perirono 140000 Giapponesi, la maggior parte dei quali negli incendi divampati dopo le prime scosse sismiche, e ad oggi rimane il sesto evento sismico più disastroso della storia.

Sebbene a prima vista possa apparire paradossale, questo disastro provò che l'ingegneria sismica giapponese era sulla strada giusta. Pochi anni prima infatti, all'interno del Collegio Imperiale d'Ingegneria di Tokyo, gli ingegneri Riki Sano e Tachu Naito concepirono un metodo di progettazione strutturale, in parte basato sui citati studi italiani d'inizio secolo,

con il quale Naito realizzò gli unici grandi fabbricati (tre, tra i quali si cita la sede della Banca Industriale del Giappone, un grattacielo di oltre 140 metri), che resistettero con danni minimi nella rovina generale di Tokyo.

L'opera di Naito ebbe un'influenza enorme sull'ingegneria sismica, poichè fu il primo metodo di progettazione strutturale di provata efficacia contro i terremoti. Egli inoltre non fece mai mistero delle sue tecniche, al contrario, ne favorì la diffusione in tutto il mondo. In particolar modo ne trasse grande vantaggio l'ingegneria statunitense, che all'epoca ancora non disponeva di norme sismiche basate su tecniche sicure ed affidabili. Come afferma Reitherman: "Se mi si chiedesse quale terremoto ha maggiormente influenzato l'ingegneria sismica nella storia, risponderei senza dubbio il terremoto del Kanto. Non solo segnò un punto di svolta nell'ingegneria giapponese e fu all'origine della prima normativa sismica estesa ad un'intera area metropolitana, ma ebbe anche un'influenza senza precedenti sull'ingegneria sismica mondiale".

4. I terremoti del 1931 e del 1935 nel Belucistan, in India/Pakistan

Il 27 agosto del 1931 il Belucistan, oggi la più grande regione del Pakistan, situata al margine sud-orientale dell'altopiano iraniano, ma all'epoca facente parte dell'Impero Anglo-Indiano, fu colpita da un terremoto di magnitudo 7.3.

A quel tempo, le ferrovie erano l'infrastruttura più grande e tecnologicamente avanzata in India; non stupisce, quindi, che le prime norme sismiche indiane si debbano agli studi di un ingegnere impiegato nelle ferrovie: S.L. Kumar, autore inoltre della prima mappa sismica dell'India, datata 1933. Negli anni '30 egli si occupò della ricostruzione degli edifici delle Ferrovie Indiane, tutti in muratura, gravemente danneggiati durante il sisma del '31. Come la maggior parte degli ingegneri civili dell'epoca, egli non possedeva nozioni d'ingegneria sismica, ma si formò sulle pubblicazioni internazionali che si andavano diffondendo in quegli anni, a seguito del terremoto del 1923 in Giappone. Considerata l'abbondanza di rotaie a disposizione, Kumar concluse che la soluzione

più praticabile consisteva nell'inserire delle colonne metalliche, sotto forma di rotaie, all'interno delle murature. Ciò che fece del suo lavoro una pietra miliare dell'ingegneria sismica in Oriente, fu l'adozione, per la prima volta, di un metodo di calcolo scientifico, basato sulle teorie sviluppate pochi anni prima dagli ingegneri civili giapponesi.

Kumar compendì i propri studi sulla ricostruzione post-sismica nel trattato "Theory of Earthquake Resisting Design with a Note on Earthquake Resisting Construction in Baluchistan" (1932), pubblicato appena tre anni prima che un terremoto di magnitudo 7.7 colpisse nuovamente la regione, devastando la città di Quetta; nella distruzione generale rimasero in piedi solo gli edifici che egli progettò, così come era avvenuto dieci anni prima in Giappone, dove i fabbricati costruiti con le soluzioni innovative dell'Ingegnere Naito furono i soli a sopravvivere con minimi danni al terremoto del Kanto.

Se le opere pioneristiche di Kumar fossero crollate, il progresso dell'ingegneria sismica, non solo in India, sarebbe stato ritardato di decenni.

5. Il Terremoto del 3 febbraio 1931 ad Hawke's Bay, Nuova Zelanda

Benché già ai primi coloni britannici, dopo i due terremoti del 1848 e del 1855 nella capitale Wellington, fosse subito chiaro che la Nuova Zelanda era un terra ad alto rischio sismico, fu solo nel 1931 che i Neozelandesi si dotarono delle prime norme sismiche, a seguito del devastante terremoto che colpì la regione di Hawke's Bay, sulla costa orientale dell'Isola Nord. In realtà, i Neozelandesi iniziarono molto presto ad adoperarsi per affrontare al meglio i terremoti, tanto che nel 1926 Charles Reginald Ford, un brillante ingegnere civile, pubblicò "Earthquakes and Building Construction", un vero e proprio manuale d'ingegneria sismica, che compendia i più recenti studi Americani, Giapponesi ed Italiani in materia. Tuttavia, come avvenne in tutti casi di studio analizzati sinora, non fu che a seguito di un terremoto devastante, che tali principi trovarono effettiva applicazione, nella forma di nuove norme tecniche

per le costruzioni. Il terremoto di Hawke's Bay possedeva infatti tutti i requisiti individuati da Reitherman: provocò danni enormi, avvenne in un periodo in cui gli ingegneri erano maturi per sviluppare nuovi metodi di progettazione sismica, c'era infine una adeguata ricettività politica riguardo alle norme sismiche per le costruzioni. La Nuova Zelanda fu una colonia britannica fino al 1907, poi una nazione formalmente indipendente, ma di fatto ancora un dominio britannico fino al 1986. La Gran Bretagna non era un paese sismico, da cui i Neozelandesi potessero importare un know-how per costruzioni antisismiche, tuttavia essi furono in grado di seguire una propria linea scientifica nella lotta ai terremoti, ed a partire dal 1931 la Nuova Zelanda divenne un paese leader nell'ingegneria sismica, in cui furono sviluppati concetti innovativi come quello di capacity design e di isolamento sismico.

Questi sono alcuni dei principali eventi mondiali che hanno dato vita a quella che oggi si chiama ingegneria sismica. La lista è lunga e di fondamentale importanza per capire come evitare il ripetersi degli stessi errori quando si è di fronte ad un evento di queste entità

Si è visto come dunque ogni evento sismico disastroso sia utile per evitare nuovi fenomeni simili col passare del tempo e sviluppare metodi perchè questo avvenga.

Il metodo del performance-based design, nasce come tutti gli altri codici fino adesso utilizzati, per limitare le perdite monetarie che possono presentarsi dopo un evento. Si riportano nella seguente tabella alcuni degli eventi che hanno riportato perdite monetarie elevate, per far capire come appunto il lavoro dell'ingegnere non è limitato solo ad assicurare resistenza e rispetto dei limiti, ma anche una performance.

La percentuale è riferita al prodotto lordo nazionale, dove si raggiungono valori molto elevati. Visto il progredire delle tecnologie disponibili al giorno d'oggi, e agli eventi passati è dunque possibile ora cercare di sviluppare un metodo per limitare il più possibile questi valori, o comunque considerarli al momento della progettazione in modo da preventivare eventuali conseguenze.

Stato	Terremoto	Anno	Magnitudo	Perdita (Miliardi \$)	Perdita %
Nicaragua	Managua	1972	6.2	2	40
Guatemala	Guatemala City	1976	7.5	1.1	18
Romania	Bucharest	1977	7.2	0.8	3
Yugoslavia	Montenegro	1979	6.9	2.2	10
Italy	Irpinia	1980	6.9	45	6.8
Mexico	Mexico City	1985	8.1	5	3
Greece	Kalamata	1986	5.9	0.8	2
El Salvador	San Salvador	1986	5.7	1.5	31
USSR	Armenia	1988	6.8	17	3
Iran	Manjil	1990	7.7	7.2	7.2

Tabella 1.1: *Principali eventi sismici e relative perdite monetarie*

1.2 Tipologie di danno nei capannoni industriali

Dopo questa breve introduzione riguardante la situazione attuale dell'ingegneria sismica, focalizziamo l'attenzione sulle strutture prefabbricate. Questo perchè il lavoro svolto si baserà sull'applicazione del performance-based design per l'analisi e l'adeguamento sismico di un capannone industriale.

Questi edifici usati in larga scala, hanno mostrato gravi insufficienze negli ultimi anni a seguito di eventi sismici. I problemi riscontrati in questi edifici sono strettamente collegabili alla mancanza di dettagli costruttivi antisismici e mancanza di collegamenti fra i vari elementi. Verranno descritti in seguito i problemi [2] e gli eventuali interventi [3], [4] per assicurare un comportamento antisismico adeguato.

Collasso degli elementi di tamponatura

I pannelli di tamponamento possono essere verticali od orizzontali. Vengono ancorati ai pilastri oppure alle travi con varie tipologie di connessione. Il collasso può avvenire per martellamento con gli elementi di copertura, oppure con travi e pilastri. Inoltre possiamo avere crolli per spostamenti differenziali tra gli elementi a cui i pannelli sono collegati.

Per evitare questi danni si può agire impedendo il ribaltamento con l'utilizzo di angolari in acciaio bullonati a pilastro e pannello e cavi



Figura 1.2: *Esempi di collasso dei pannelli*

anti-caduta.

Perdita di appoggio tra elementi

Questa è forse la causa principale dei danni riscontrati negli edifici industriali prefabbricati. La perdita di appoggio è dovuta essenzialmente alla mancanza di collegamenti meccanici tra tegoli-travi e travi-pilastri. Quando è presente uno spinotto, si è riscontrato una carenza di resistenza del calcestruzzo, essendo il collegamento non dimensionato per resistere a forze sismiche. Alcuni danni sono visibili di seguito.



Figura 1.3: *Esempi di perdita di appoggio*

Per ovviare a questi problemi si può intervenire cercando di aumentare la base di appoggi relativamente su pilastri e travi. Fondamentale è non alterare lo schema resistente iniziale. Si possono altrimenti inserire dei dispositivi meccanici di connessione, come ad esempio piatti bullonati,

squadrette o funi di collegamento. Possibile è anche l'introduzione di meccanismi dissipativi tra trave e pilastro, in modo che questo sia l'unico elemento soggetto a danneggiamento e che sia di facile sostituzione. Con l'inserimento di nuovi connettori è utile confinare localmente in pilastro.

Danni ai pilastri

Gli elementi verticali della struttura, ossia i pilastri, sono generalmente incastrati alla base tramite un plinto a bicchiere, e presentano un vincolo a cerniera o a carrello in sommità. Il comportamento del pilastro può dunque essere assimilato a quello di una mensola incastrata alla base. Questa configurazione porta ad avere in caso di elevate forze orizzontali, come può essere quella sismica, alla perdita di verticalità del pilastro (nel caso avvenga una rotazione anche del bicchiere di fondazione) oppure alla formazione di cerniera plastica alla base con espulsione del copriferro ed instabilizzazione delle barre.



Figura 1.4: *Esempi di danni ai pilastri*

I problemi degli elementi di fondazione possono essere diminuiti cercando di creare tramite il pavimento un diaframma continuo per collegare tutti i plinti e non avere dunque spostamenti differenziali alla base dei pilastri. Per quanto riguarda i pilastri si possono effettuare ringrossi per aumentare resistenza, rigidezza e duttilità dell'elemento. Un intervento analogo può essere effettuato con rinforzi in fibre e incamiciature.

Capitolo 2

Performance-Based Design

Il progetto di una struttura richiede un'integrazione tra il design e l'analisi. Nella prima parte entrano in gioco l'esperienza del progettista e le volontà di architetto e committente, nella seconda parte bisogna fare una valutazione dell'idoneità della struttura. Per questa seconda fase è difficile predire il livello di performance com'è stato definito in precedenza. Quello che si cerca è infatti la probabilità che la struttura sia utilizzabile anche dopo un evento e predire tramite le curve di perdita la possibilità o meno di avere un certo danno. Per fare questo l'analisi si divide in due parti, infatti bisogna avere un *modello* di analisi e un *metodo* di analisi.

Questa distinzione è fondamentale. Prove hanno dimostrato che un modello più accurato, anche a discapito del tempo di analisi, porta a risultati più affidabili rispetto ad un metodo di analisi più complesso.

Verranno esposti in seguito il metodo e il modello di analisi utilizzati in questa trattazione. Gli autori ne stanno sviluppando diversi, ma quelli usati in questa trattazione sono più affidabili e sviluppati al momento.

2.1 Formulazione del PEER

Vari autori hanno sviluppato metodi più o meno complessi per risolvere il Performance-Based Design (PBD). In questa trattazione si farà riferimento al metodo sviluppato dal PEER (Pacific Earthquake Engineering Research) [5]. Questo è uno dei procedimenti più avanzati e il cui utilizzo porta a risultati

fin'ora soddisfacenti. Il metodo si basa principalmente sulla misura della performance della struttura, che si può calcolare attraverso la perdita monetaria dovuta ad un evento, il tempo di inagibilità della struttura, il numero delle vittime se presenti. Il tutto ottenuto con un metodo rigorosamente basato sulla statistica. Il metodo si sviluppa in 4 passi fondamentali:

1. Analisi di pericolosità;
2. Analisi della struttura;
3. Analisi del danno;
4. Analisi delle perdite.

Questi sono i passi fondamentali che compongono questa metodologia. Ogni analisi verrà descritta nel dettaglio e poi verrà sviluppata con un esempio.

2.1.1 Analisi di pericolosità

L'hazard analysis, o analisi di pericolosità, è il primo passo da compiere nell'analisi basata sul PBD. Quello che si fa in questa analisi è la costruzione delle curve di pericolosità ed associate a queste si trovano spettri ed accelerogrammi compatibili.

Il primo passo, definito il sito, è quello di costruire le curve di pericolosità che rappresentano la frequenza annuale media (MAF) e la variazione di un data misura di intensità (in seguito si considera l'accelerazione $S_a(T)$).

Il secondo passo consiste nel trovare adeguati accelerogrammi compatibili con questa curva di pericolosità costruita. Se nel nostro caso la misura scelta è un dato valore $S_a(T)$, dobbiamo trovare spettri compatibili che abbiano lo stesso valore di accelerazione al periodo scelto. Per fare questo dobbiamo seguire un procedimento complesso poiché gli spettri di pericolosità UHS (Uniform Hazard Spectrum) dati da normativa non sono adatti. Quello a cui noi faremo riferimento è il così detto Conditional Mean Spectrum (CMS), di cui verrà spiegato nel dettaglio come ottenerlo.

2.1.2 Analisi della struttura

In questa analisi vengono condotte una serie di analisi dinamiche non lineari (Time History) per ogni livello di intensità scelto durante l'analisi di pericolosità. Da questo otteniamo i risultati, ossia i parametri con cui andiamo a definire il livello di performance. Questi possono essere svariati e devono essere scelti in base alla destinazione d'uso dell'immobile oppure se si considera un elemento strutturale oppure un elemento non strutturale. Tra questi possiamo trovare gli spostamenti relativi ed assoluti di piano, i picchi di accelerazione del solaio, rotazioni plastiche o stati di sollecitazione negli elementi. Il fine di questa analisi è la costruzione di curve di probabilità per ogni parametro scelto che troviamo dall'analisi Time History che non porta ovviamente al collasso della struttura.

Lo scopo di questa fase è quella di costruire la curva di probabilità, di tipo log-normale per ogni parametro considerato. Questa non è altro che la distribuzione di probabilità di una variabile aleatoria X il cui logaritmo $\log X$ segue una distribuzione normale. La variabile aleatoria $X = e^N$ segue la distribuzione lognormale $\log \mathcal{X}(\mu, \sigma^2)$ se e solo se $N = \log X$ segue la distribuzione normale $\mathcal{N}(\mu, \sigma^2)$. La funzione densità di probabilità è data da:

$$f(x) = \frac{e^{-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2}}}{x\sqrt{2\pi}\sigma} \text{ per } x > 0$$

Di seguito un esempio della curva che si ottiene dall'applicazione del metodo.

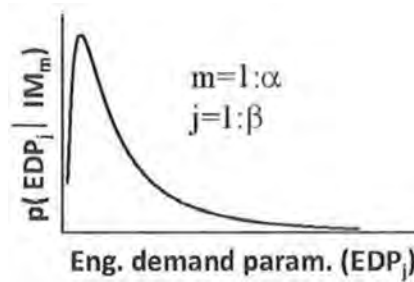


Figura 2.1: Densità di probabilità di un generico parametro di interesse

dove m indica i vari livelli di misura di intensità, mentre j i vari parametri

ingegneristici di interesse.

L'equazione è:

$$F(X) = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \operatorname{erf} \left(\frac{\ln x - \mu}{\sqrt{2}\sigma} \right)$$

Dove erf è la funzione degli errori definita come:

$$\operatorname{erf}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x e^{-t^2} dt$$

2.1.3 Analisi del danno

Questa analisi è un vero passo in avanti rispetto alle solite condotte fino oggi. Infatti questa, insieme all'analisi delle perdite che verrà discussa dopo, non si basa solamente su parametri ingegneristici come possono essere deformazioni e resistenza degli elementi. Le principali variabili di decisione infatti sono riferite ad eventuali perdite di vita umane, tempi e costi di ripristino, probabilità di collasso della struttura.

I livelli di danno sono solitamente rappresentati da curve che rispecchiano il valore monetario che servirebbe per ripristinare la struttura nello stato antecedente all'evento.

In letteratura si trovano vari autori che definiscono queste curve, un esempio è dato da Mitrani-Reiser et al. (2006) [6]. Questi definisce i livelli di danno per le parti strutturali come lieve, moderato, elevato e collasso che corrispondono a determinati tipi di intervento. Questi possono essere rispettivamente iniezioni di resine epossidiche, incamiciatura oppure sostituzione di elementi. Per elementi non strutturali (come possono essere i muri di tamponatura) possiamo avere come livelli di danno come visibili e significanti che corrispondono a rattoppo e sostituzione.

In questa fase l'obiettivo principale è quello di costruire la curva di fragilità per calcolare la probabilità di eccedere un dato valore. Si costruisce dunque la funzione di distribuzione della distribuzione log-normale. Fatta questa si procede, dato un certo valore, al calcolo della probabilità del superamento del limite stabilito e della probabilità che avvenga un determinato valore.

Di seguito un esempio della curva che si ottiene dall'applicazione del metodo.

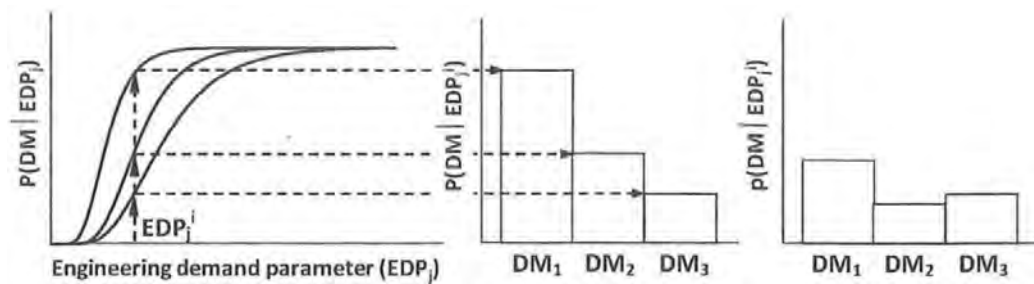


Figura 2.2: Esempio di curve di fragilità

La probabilità di eccedenza viene calcolata come:
per $k = 1 : \#$ del livello di danno

$$p(DM_k | EDP_j^i) = P(DM_k | EDP_j^i) \text{ se } k = \# \text{ del livello di danno}$$

$$p(DM_k | EDP_j^i) = P(DM_k | EDP_j^i) - P(DM_{k+1} | EDP_j^i) \text{ altrimenti}$$

2.1.4 Analisi delle perdite

Come l'analisi di danno appena spiegata, anche questa fase risulta nuova rispetto ai metodi utilizzati fino ad oggi. Questa è strettamente collegata a quella precedente, e serve per trasformare le curve di fragilità in curve di perdita delle variabili di decisione di nostre interesse. Le principali variabili di decisione possono essere raggruppate nelle 4 seguenti classi:

- *Morti*: numero di decessi legati direttamente ai danni della struttura.
- *Perdite economiche*: perdite monetarie date dalla somma dei costi delle riparazioni o sostituzione della struttura.
- *Tempi di riparazione*: periodo in cui la struttura non è agibile.
- *Infortuni*: come diretta conseguenza di danni all'edificio.

In questa analisi si combinano le probabilità di eccedenza di perdita per i vari gruppi di danno per le varie intensità di misura, in modo da ottenere la curva di perdita della struttura nel suo complesso. La formulazione matematica per ottenere la curva di perdita totale può essere riassunta nei seguenti passaggi:

1. Determinare le funzioni di perdita per ogni gruppo di danno dell'edificio per ogni livello di danno $P(DV_j^n|DM_k)$.
2. Determinare la probabilità di eccedenza dell'*n-esimo* valore della variabile di decisione per ogni gruppo di danno per ogni parametro ingegneristico di interesse utilizzato nella curva di fragilità $P(DV_j^n|EDP_j^i)$.
L'equazione usata è:

$$P(DV_j^n|EDP_j^i) = \sum_k P(DV_j^n|DM_k)p(DM_k|EDP_j^i)$$

dove $P(DV_j^n|DM_k)$ è stato definito al punto 1. e $p(DM_k|EDP_j^i)$ è la probabilità di ogni livello di danno.

3. Determinare la probabilità di eccedenza dell'*n-esimo* valore della variabile di decisione per ogni gruppo di danno per una data misura di intensità nelle condizioni di non collasso. L'equazione usata è:

$$P(DV_j^n|NC, IM_m) = \sum_i P(DV_j^n|EDP_j^i)p(EDP_j^i|IM_m)$$

dove $P(DV_j^n|EDP_j^i)$ è stato definito al punto 2. mentre $p(EDP_j^i|IM_m)$ è la probabilità di ogni parametro ingegneristico di interesse utilizzati nelle funzioni di fragilità del gruppo, se soggetto ad un set di accelerogrammi compatibile con l'intensità scelta.

4. Determinare la probabilità di eccedenza dell'*n-esima* variabile di decisione per la struttura data una certa misura di intensità nel caso di non collasso sommando le *POE* delle variabili per ogni gruppo di danno.

$$P(DV^n|NC, IM_m) = \sum_j P(DV_j^n|NC, IM_m)$$

5. Determinare la probabilità di eccedenza dell'*n-esima* valore della struttura data un'intensità di misura, sommando le *POE* delle *DV* per collasso

e non collasso pesando le probabilità di accadimento.

$$P(DV^n|IM_m) = P(DV^n|NC, IM_m)p(NC|IM_m) + P(DV^n|C)p(C|IM_m)$$

6. In ultimo calcolo della probabilità di superamento dell'*n-esimo* valore della variabile decisionale della struttura somma delle POE dei DV per le varie intensità di misura per la probabilità della stessa intensità.

$$P(DV^n) = \sum_m P(DV^n|IM_m)p(IM_m)$$

Schematizzato il procedimento sopra è rappresentato nella figura seguente.

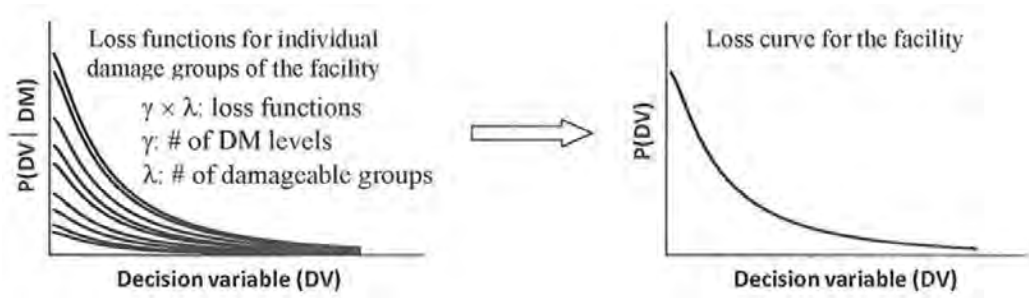


Figura 2.3: *Esempio di trasformazione delle curve di perdita*

Capitolo 3

Stato di fatto dell'edificio

3.1 Analisi di pericolosità

In questa sezione vediamo come dal punto di vista pratico si procede con la selezione degli accelerogrammi compatibili per poi procedere con l'analisi Time History della struttura.

L'analisi di pericolosità sismica tiene in conto di vari fattori come ad esempio il tipo di rottura, la distanza dal sito, le condizioni del sito, faglie nelle vicinanze. É possibile poi ottenere la curva di pericolosità basandosi sulla curva di attenuazione proposta da vari autori. Nel nostro caso faremo riferimento alla trattazione di Abrahamson and Silva [7] in quanto è la più semplice e non tiene conto di alcuni fattori di cui non siamo a conoscenza. Questa curva mostra come varia l'intensità considerata (IM), al variare della frequenza annuale di superamento (MAF). Una volta scelto l'IM di interesse è possibile procedere come proposto da Baker and Cornell [8] alla costruzione del Conditional Mean Spectrum (CMS). Questo verrà appunto usato al posto dello spettro di pericolosità uniforme (UHS) dato da normativa in quanto non appropriato per lo studio che si sta per affrontare. Infine, una volta ottenuto il CMS si trovano gli spettri compatibili per proseguire con l'analisi della struttura.

3.1.1 Sito

La zona di interesse è situata nei pressi di Finale Emilia (latitudine 44.833, longitudine 11.283). Noto il sito è possibile tramite il software REXEL v3.5 [9] lasciato in concessione da ReLUIIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica), ottenere la disaggregazione del sito per un dato periodo T e per vari tempi di ritorno. Si considera come periodo per la disaggregazione $T = 1$ s, che è uguale al periodo fondamentale della struttura. In quanto a questo lavoro si propone di approvare un metodo si è deciso di scegliere questo periodo, come consigliato dai vari autori. In ogni caso $T = 1$ s è comunque un valore che bene si appresta a simulare un capannone industriale. Inoltre si considerano tempi di ritorno T_R pari a 100, 475 e 2475 anni.

Si nota dai grafici di disaggregazione come il contributo di pericolosità cresca aumentando il tempo di ritorno. Specificando che l'intensità di nostro interesse è $S_a(T)$ è possibile ora ottenere dalla disaggregazione per i vari T_R i valori di magnitudo e distanza medi. Questi valori medi sono stati dedotti graficamente e in modo approssimato, non essendo ancora implementata nessuna funzione nel software utilizzato che ci fornisca i valori esatti.

	100 anni	475 anni	2475 anni
\overline{M} [Richter]	5	5.5	6
\overline{R} [km]	12	10	10

Questi dati sono fondamentali per proseguire, sono infatti necessari per definire i nuovi spettri da cui verranno poi selezionati gli accelerogrammi.

3.1.2 Misura di intensità

L'obiettivo di questa fase è quella di trovare gli spettri di normativa e l'accelerazione spettrale $S_a(g)$ al periodo T definito prima e considerato pari ad 1 secondo. Per quanto riguarda la costruzione degli spettri è possibile fare riferimento al sito italiano dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) per poter trovare ai vari T_R le curve. Associate a queste c'è la possibilità di definire anche le curve di pericolosità che mettono in relazione la frequenza annuale di superamento e l'accelerazione spettrale.

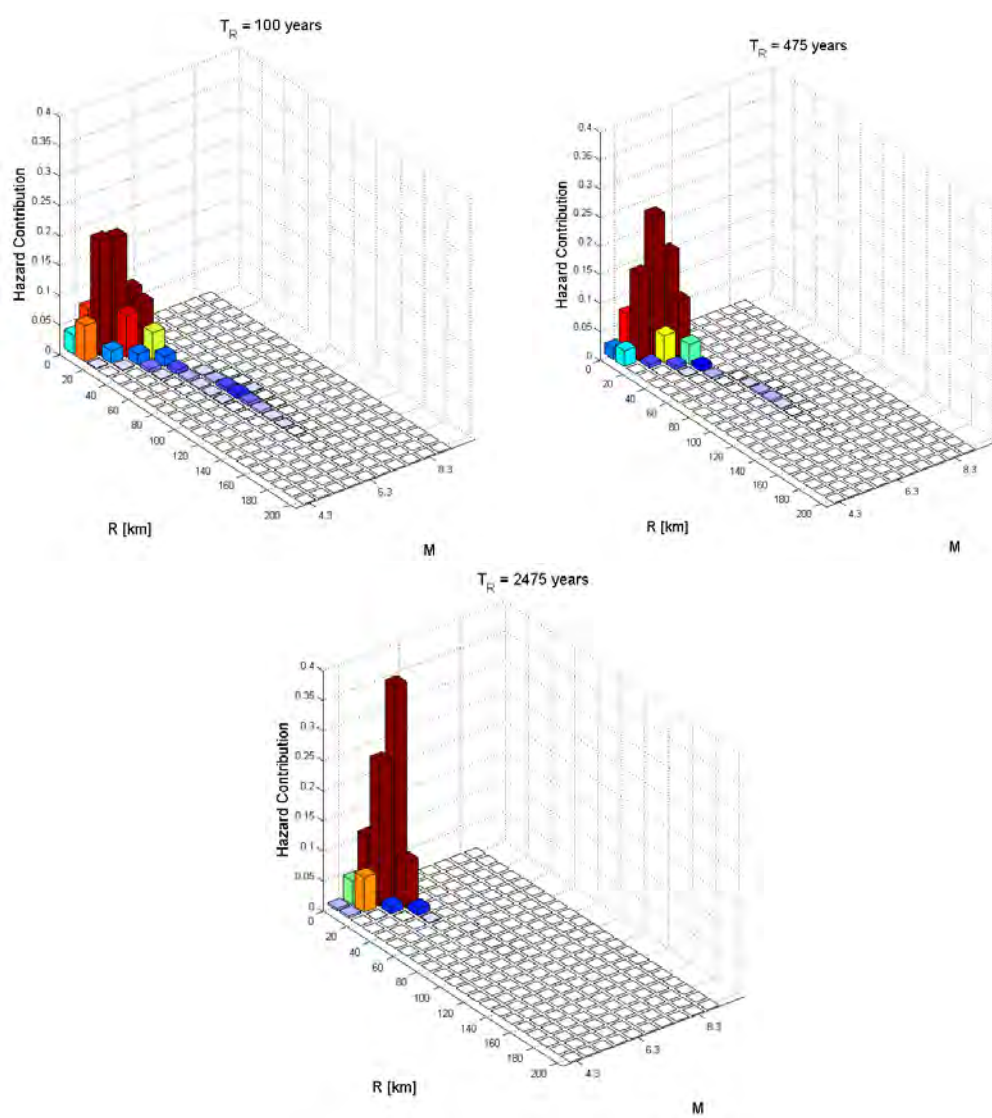


Figura 3.1: *Disaggregazione del sito per vari T_R*

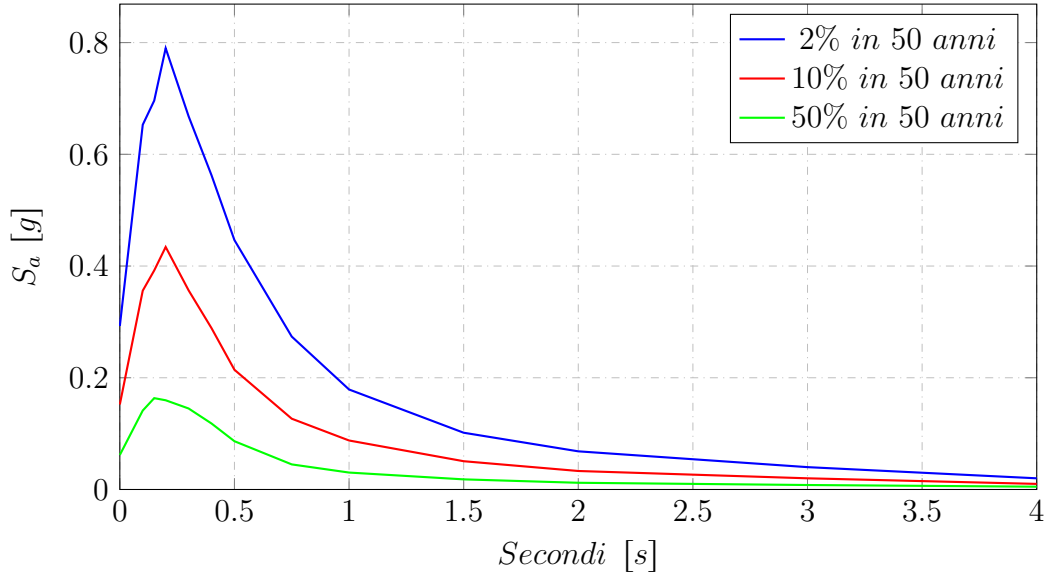


Figura 3.2: *Spettri dati dall'INGV*

Vengono riportati i valori di S_a/g delle tre curve costruite per il valore di periodo scelto pari ad 1 secondo. Si ricorda che il tempo di ritorno è dato dalla percentuale di superamento in un dato periodo di tempo prestabilito.

	100 anni	475 anni	2475 anni
S_a/g	0.0303	0.0877	0.179

Si riporta nella figura seguente anche la variazione di $S_a(T)$ rispetto alla frequenza annuale di superamento (MAF).

3.1.3 Conditional Mean Spectrum

Ora è possibile passare alla costruzione del Conditional Mean Spectrum fondamentale per trovare gli accelerogrammi da utilizzare successivamente. Prima di questo spettro è necessario procedere con altre operazioni. Prima di tutto, tramite il modello di previsione di Abrahamson and Silva [7] è possibile trovare lo spettro medio previsto per i valori ottenuti sopra di magnitudo \overline{M} e distanza \overline{R} . Per questo è stato usato un programma messo a disposizione dall'OpenSHA [10]. Lo spettro previsto può essere ottenuto con vari metodi

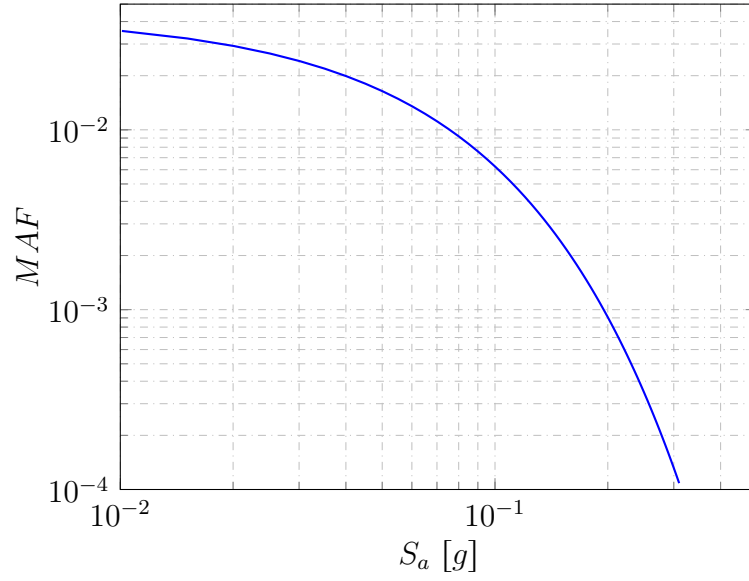


Figura 3.3: Valori di a_g per diverse frequenze annuali di superamento

più o meno articolati, in questo caso si è fatto riferimento alla trattazione più semplice in quanto tiene in conto di poche variabili che si suppone conoscere. Dai dati sopra riportati può presupporre che più il tempo di ritorno T_R è elevato, e più lo spettro avrà un valore di S_a più elevato.

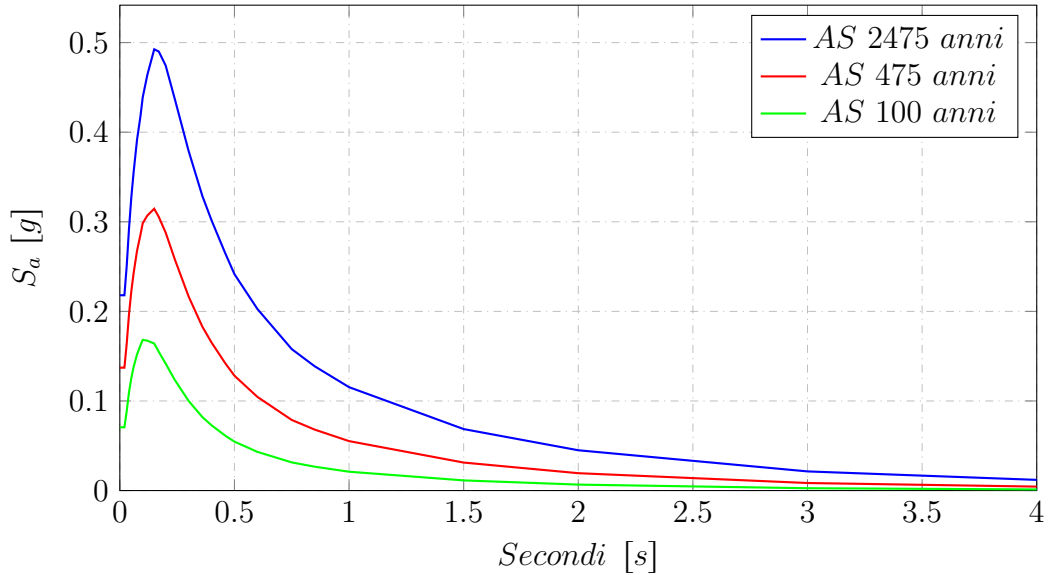


Figura 3.4: Spettri ottenuti da Abrahamson and Silva, 1997

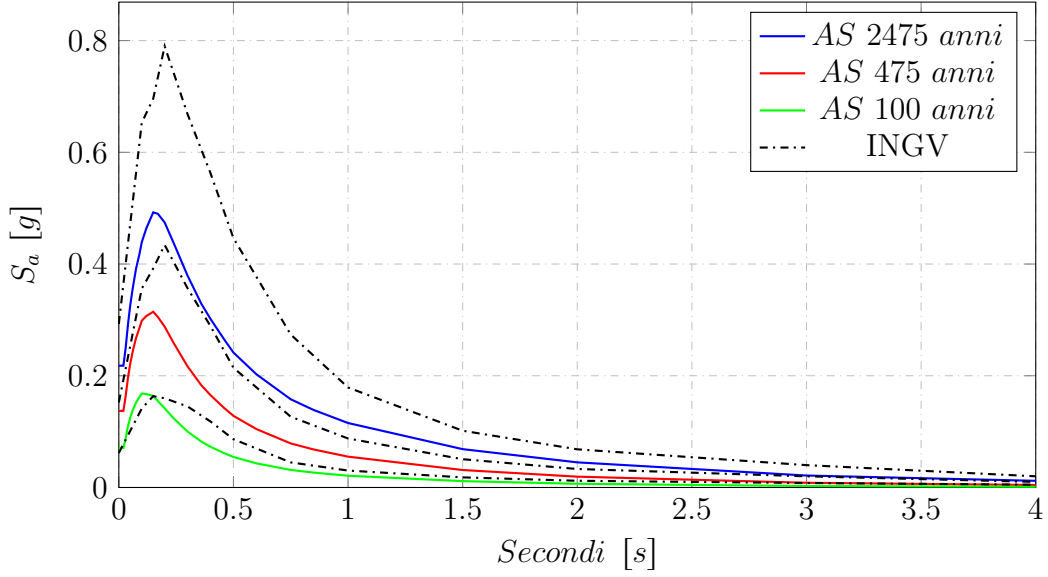


Figura 3.5: *Stessi spettri sovrapposti a quelli dell'INGV*

A questo punto è facile capire poiché gli spettri UHS non sono adatti per questo modo di operare. Se si prende ad esempio il tempo di ritorno pari a 2475 anni, si nota che l'accelerazione $S_a(T = 1 \text{ s})$ dello spettro di attenuazione è molto più piccola di quella data dallo spettro UHS. Questa differenza è quantificabile dal parametro ε . Questo parametro definito da Baker [11] risponde alla seguente legge:

$$\varepsilon(T) = \frac{\ln S_a(T) - \mu_{\ln S_a}(M, R, T)}{\sigma_{\ln S_a}(T)} \quad (3.1)$$

Il termine $S_a(T)$ è riferito all'accelerazione spettrale data dallo spettro UHS, mentre $\mu_{\ln S_a}(M, R, T)$ e $\sigma_{\ln S_a}(T)$ sono riferiti allo spettro di Abrahamson and Silva. Per il periodo pari ad un 1 secondo le ε che si ottengono sono le seguenti:

	100 anni	475 anni	2475 anni
$\varepsilon(T = 1 \text{ s})$	0.44	0.6	0.62

Dalla figura si nota come lo spettro UHS non presenta una differenza simile per ogni periodo dello spettro. É possibile dunque dire che lo spettro

UHS che si trova, con accelerazione $S_a/g(T)$ al periodo di riferimento simile a quella di interesse, non ha dei valori medi che si avvicinano allo spettro atteso. É per questo motivo che è necessario procedere alla costruzione dello spettro chiamato Conditional Mean Spectrum. Questo spettro si costruisce a partire dai valori ottenuti con Abrahamson and Silva [7] di ε e $\sigma_{lnSa(T)}$. É fondamentale definire il parametro ε per altri periodi, una volta conosciuto il valore di $\varepsilon(T^*)$, dove con T^* si intende il valore di periodo di nostro interesse e pari ad 1 secondo. La relazione è la seguente:

$$\mu_{\varepsilon(T_i)|\varepsilon(T^*)} = \rho(T_i, T^*)\varepsilon(T^*) \quad (3.2)$$

Dove il coefficiente ρ di correlazione è trovato tramite la seguente relazione:

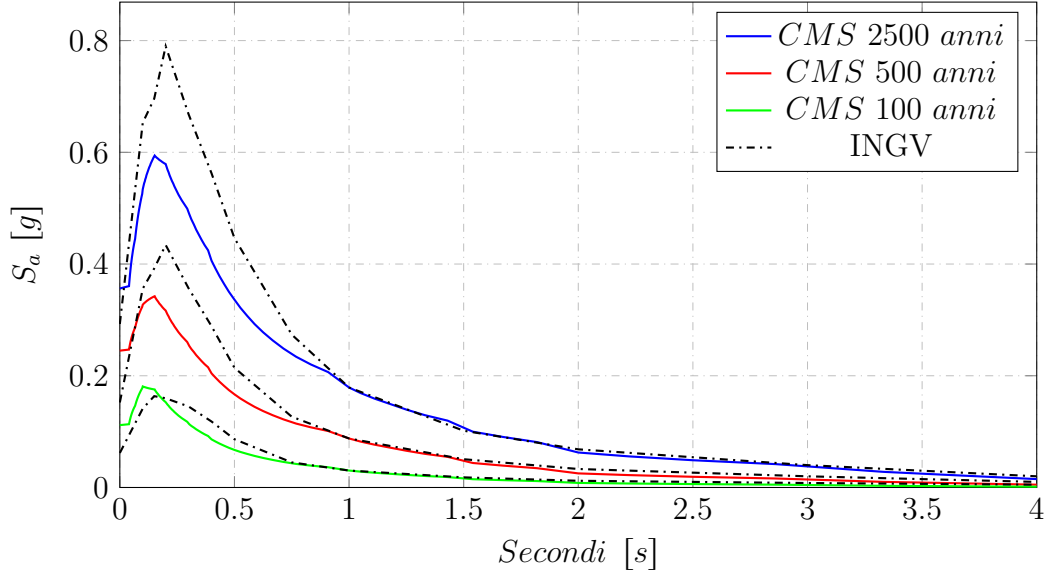
$$\rho(T_{min}, T_{max}) = 1 - \cos \left(\frac{\pi}{2} - \left(0.359 + 0.163 I_{T_{min} < 0.189} \ln \frac{T_{min}}{0.189} \right) \ln \frac{T_{max}}{T_{min}} \right) \quad (3.3)$$

Dove $I_{T_{min} < 0.189}$ vale 1 per $T_{min} < 0.189$ s e 0 negli altri casi mentre T_{min} e T_{max} corrispondono al periodo più piccolo e più grande. Questa correlazione è semplice e da risultati efficaci per periodi compresi tra 0.05 e 5 secondi.

A questo punto è possibile procedere con la definizione del CMS. Il valore corrispondente ad ogni periodo è dato da:

$$\mu_{lnSa(T_i)|lnSa(T^*)} = \mu_{lnSa}(M, R, T_i) + \rho(T_i, T^*)\varepsilon(T^*)\sigma_{lnSa}(T_i) \quad (3.4)$$

Si riportano in seguito i 3 CMS rispettivamente per i 3 periodi di ritorno considerati. Si riportano questi spettri anche in relazione agli spettri UHS per far notare come l'ordinata al periodo scelto sia la stessa.



3.1.4 Selezione degli accelerogrammi

É possibile ora passare all'ultimo passo dell'analisi di pericolosità. Una volta costruito il CMS si passa alla selezione degli accelerogrammi per procedere poi con l'analisi Time History della struttura. É importante definire dei limiti per trovare spettri non molto distanti dal CMS. Facendo sempre riferimento a Baker [8] si considera come ampiezza di periodo quello tra $0.2T^*$ e $2T^*$. Inoltre tra tutti gli spettri che possono essere considerati si prende quello che presenta lo scarto quadratico medio (SSE) minore. L'errore è definito come:

$$SSE = \sum_{j=1}^n (\ln S_a(T_j) - \ln S_{a_{(CMS)}}(T_j))^2 \quad (3.5)$$

dove ovviamente i valori sono riferiti allo spettro considerato e al CMS. La formula da valori soddisfacenti per un numero di accelerazioni pari a circa 50, e il fatto che si faccia riferimento al logaritmo naturale non è necessario al fine di valutare l'errore. Questo metodo per la selezione degli spettri può essere ancora più efficace se si considerano gli spettri scalati. É possibile avere due differenti tipi di spettri scalati:

- Scalare lo spettro in modo da avere $S_a(T^*)$ uguale al valore del CMS. Questa è la via più semplice e si ottiene scalando lo spettro del seguente

valore:

$$scale\ factor = \frac{S_{a(CMS)}(T^*)}{S_a(T^*)} \quad (3.6)$$

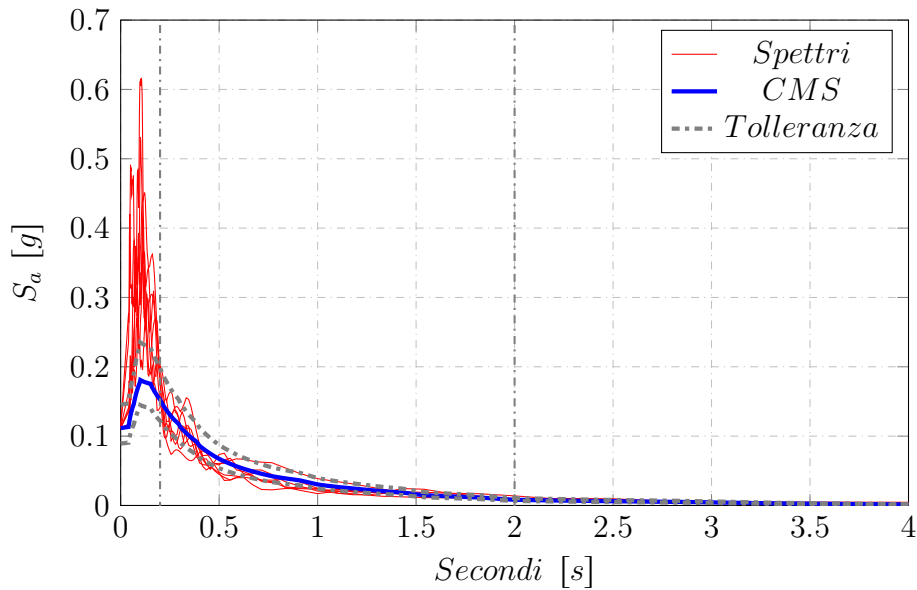
- É possibile inoltre scalare lo spettro cercando di mediare la differenza per vari valori di periodo. In questo caso si fa riferimento al seguente fattore di scala:

$$scale\ factor = \frac{\sum_{j=1}^n S_{a(CMS)}(T_j)}{\sum_{j=1}^n S_a(T_j)} \quad (3.7)$$

Noi faremo riferimento al secondo dei due modi di scalare. Quello che troviamo per i vari tempi di ritorno è il seguente. Si riportano oltre agli spettri considerati gli accelerogrammi associati a questi e messi a disposizione dal sito dell'INGV.

Accelerogrammi scalati per il tempo di ritorno $T_R = 100$ anni

Prima di riportare gli accelerogrammi si riportano gli spettri relativi sovrapposti al CMS al T_R considerato. Nel grafico si riportano anche i limiti imposti per la ricerca. Lo scopo di questo grafico è quello di appurare graficamente la sovrapponibilità tra gli spettri trovati tramite software REXEL e lo spettro CMS da noi costruito.



Gli accelerogrammi corrispondenti a questi spettri sono:

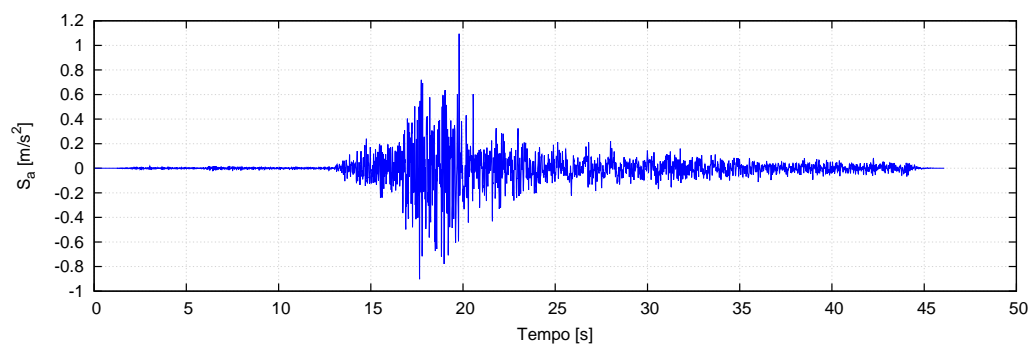


Figura 3.6: *Scossa avvenuta nel Giugno 2008 nei pressi di Iwate*

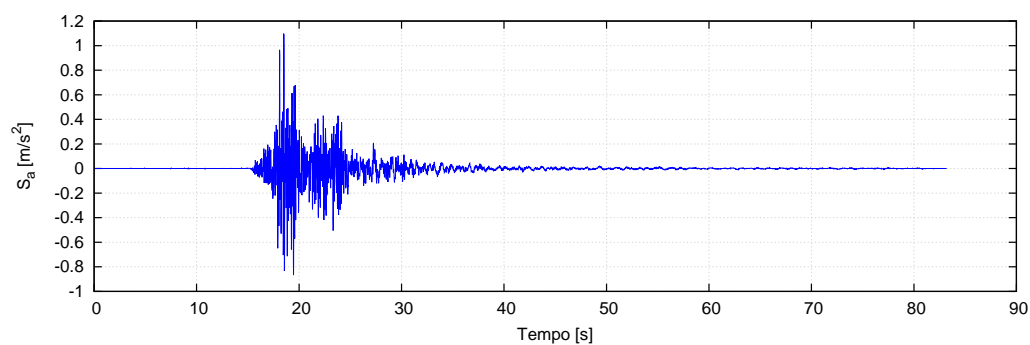


Figura 3.7: *Scossa avvenuta nel Settembre 2004 nei pressi di Parkfield*

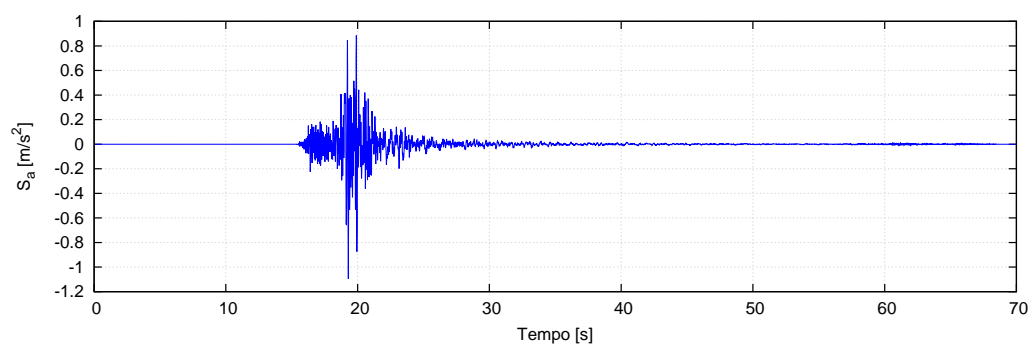


Figura 3.8: *Scossa avvenuta nell'Aprile 2009 nei pressi dell'Aquila*

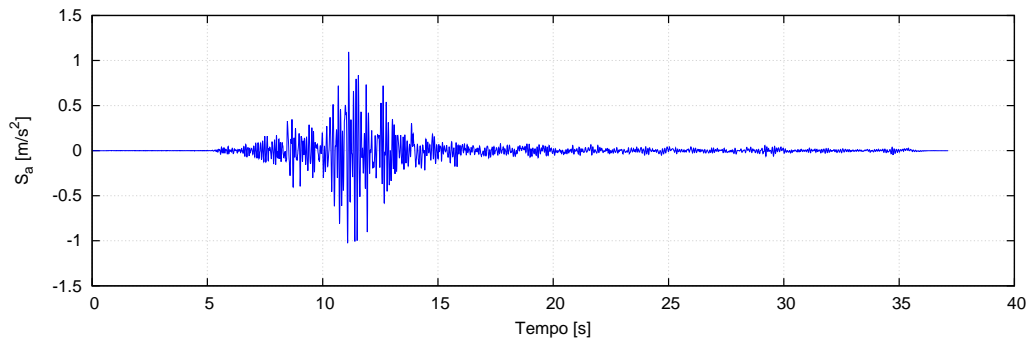


Figura 3.9: *Scossa avvenuta nel Maggio 1998 nei pressi della penisola di Izu*

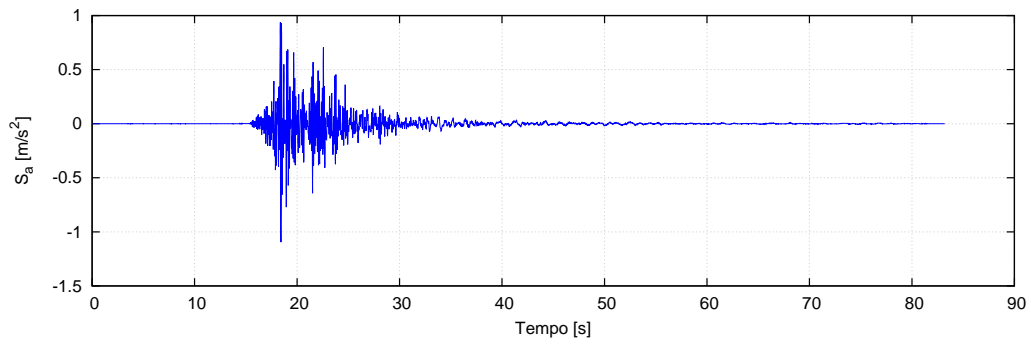


Figura 3.10: *Scossa avvenuta nel Settembre 2004 nei pressi di Parkfield*

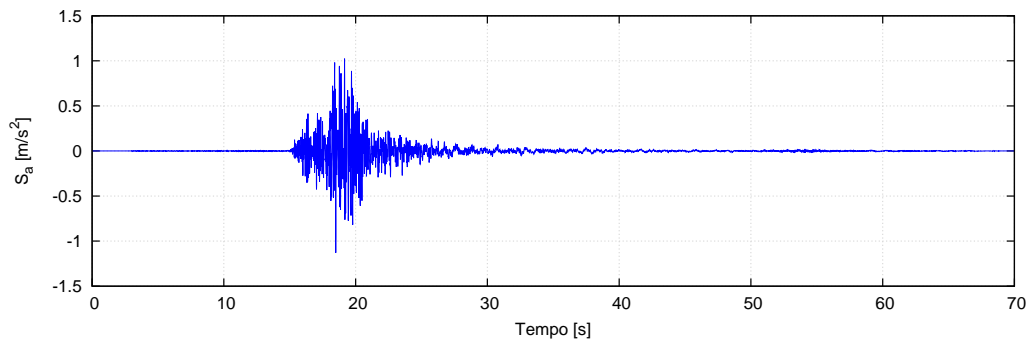


Figura 3.11: *Scossa avvenuta nell'Aprile 2009 nei pressi dell'Aquila*

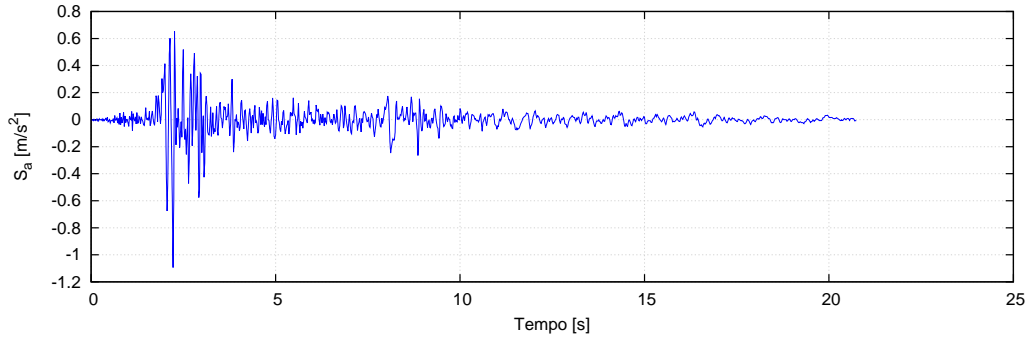
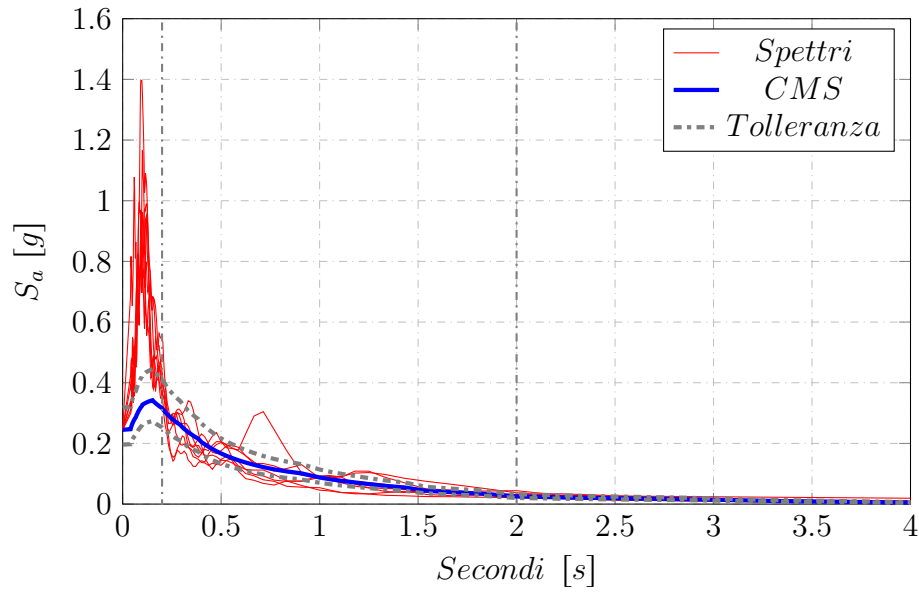


Figura 3.12: *Scossa avvenuta nel Settembre 2004 nei pressi di Parkfield*

Accelerogrammi scalati per il tempo di ritorno $T_R = 500$ anni

Prima di riportare gli accelerogrammi si riportano gli spettri relativi sovrapposti al CMS al T_R considerato. Nel grafico si riportano anche i limiti imposti per la ricerca. Lo scopo di questo grafico è quello di appurare graficamente la sovrapponibilità tra gli spettri trovati tramite software REXEL e lo spettro CMS da noi costruito.



Gli accelerogrammi corrispondenti a questi spettri sono:

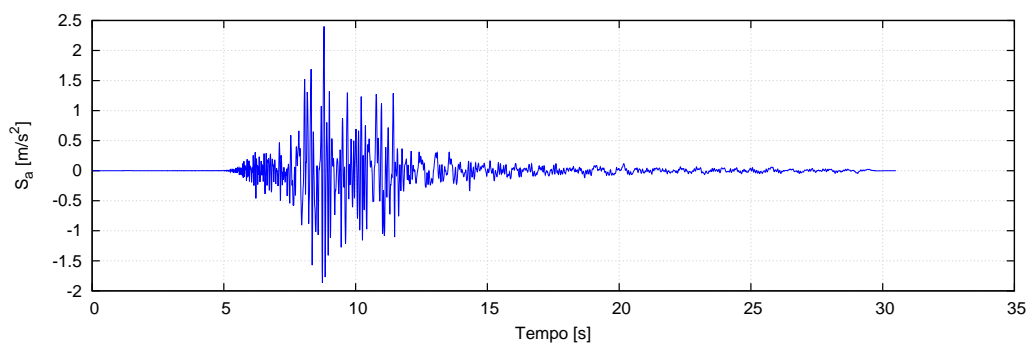


Figura 3.13: *Scossa avvenuta nel Maggio 1997 nei pressi di Kagoshima*

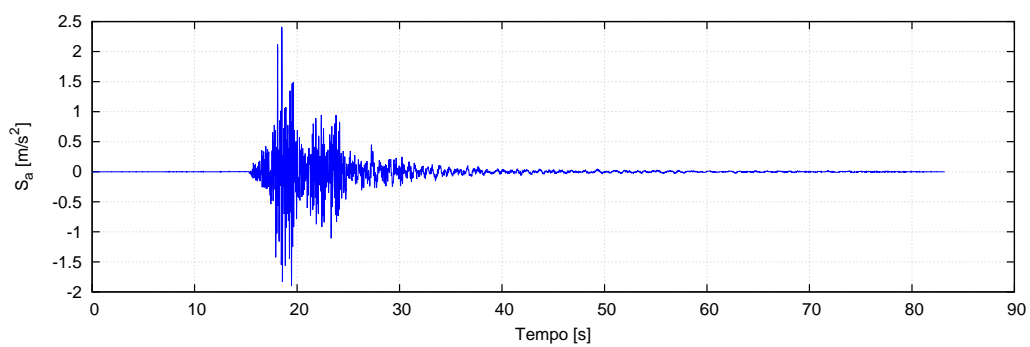


Figura 3.14: *Scossa avvenuta nel Settembre 2004 nei pressi di Parkfield*

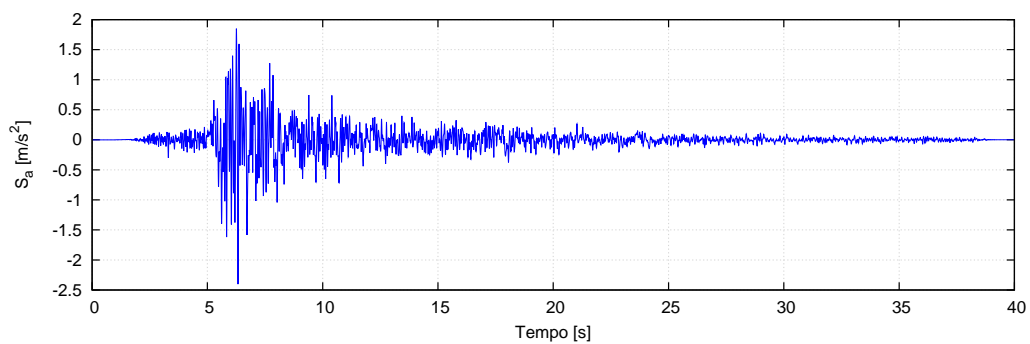


Figura 3.15: *Scossa avvenuta nel Settembre 1999 nei pressi di Atene*

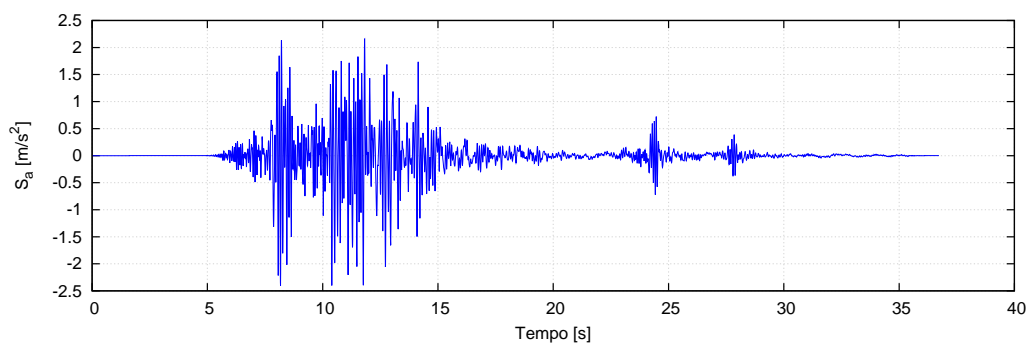


Figura 3.16: *Scossa avvenuta nel Marzo 2011 nei pressi di Niigita*

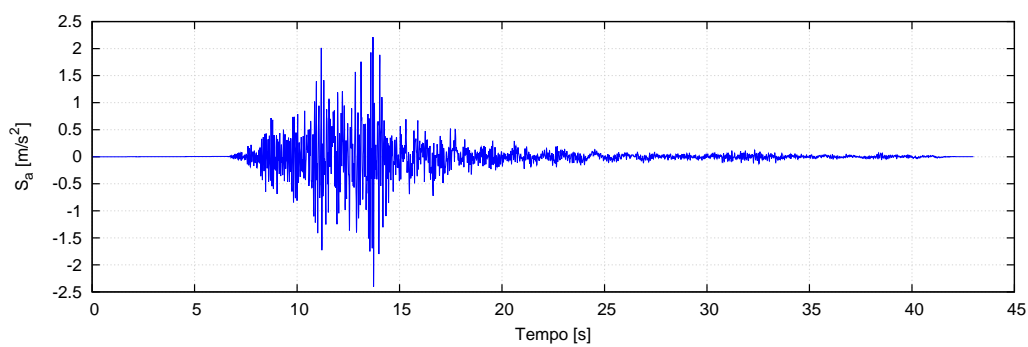


Figura 3.17: *Scossa avvenuta nel Giugno 2000 nei pressi del Sud Islanda*

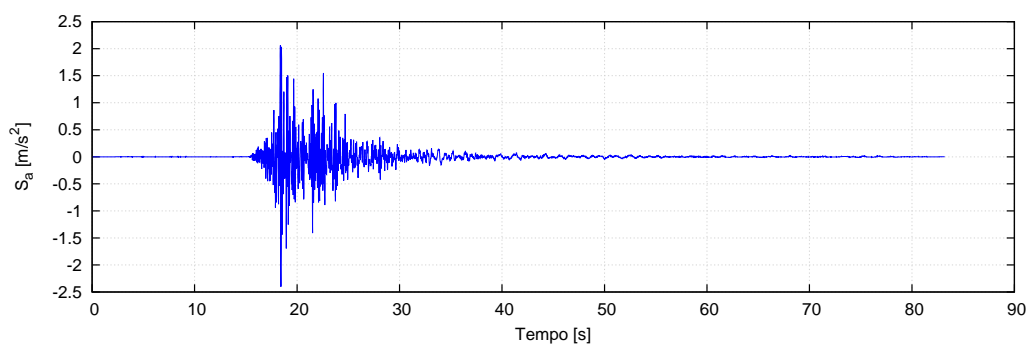


Figura 3.18: *Scossa avvenuta nel Settembre 2004 nei pressi di Parkfield*

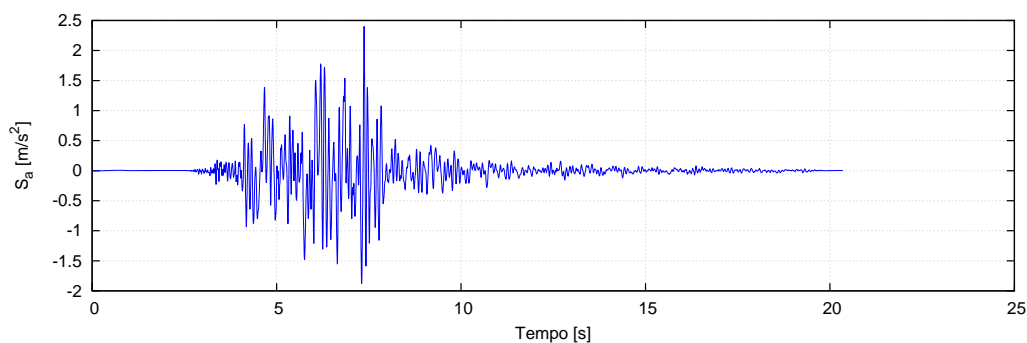
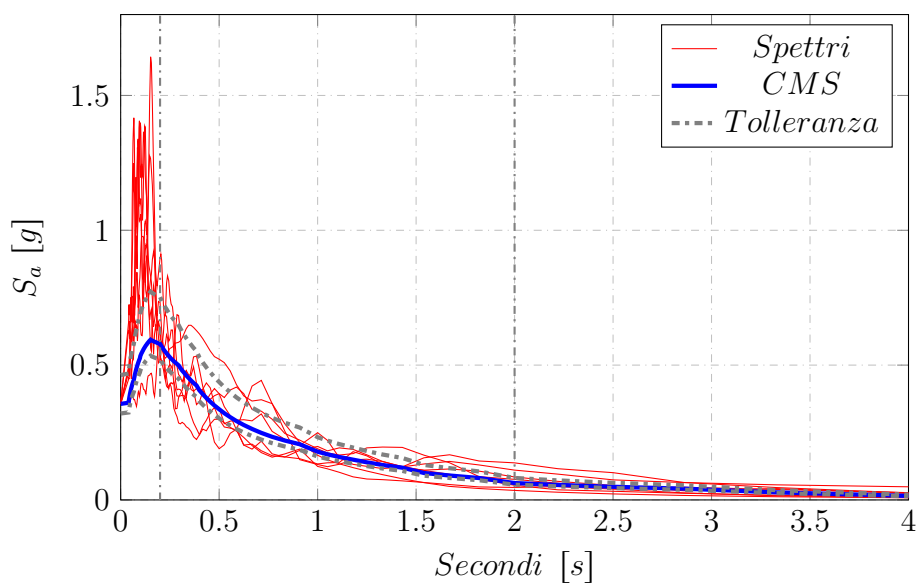


Figura 3.19: *Scossa avvenuta nel Maggio 2008 nei pressi di Olfus*

Accelerogrammi scalati per il tempo di ritorno $T_R = 2475$ anni

Prima di riportare gli accelerogrammi si riportano gli spettri relativi sovrapposti al CMS al T_R considerato. Nel grafico si riportano anche i limiti imposti per la ricerca. Lo scopo di questo grafico è quello di appurare graficamente la sovrapponibilità tra gli spettri trovati tramite software REXEL e lo spettro CMS da noi costruito.



Gli accelerogrammi corrispondenti a questi spettri sono:

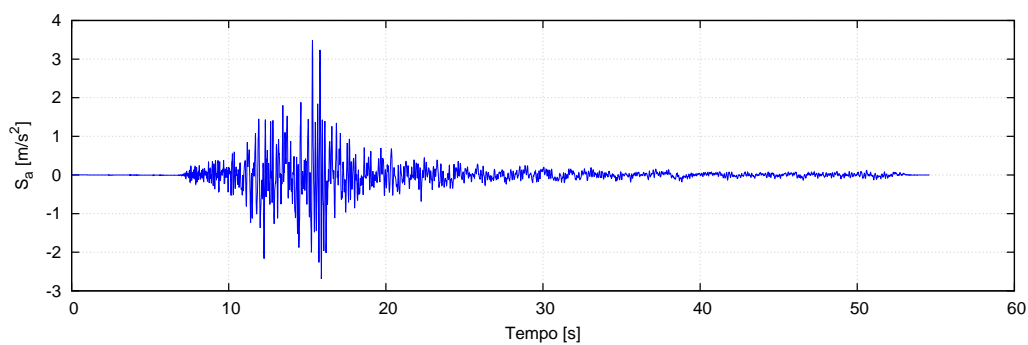


Figura 3.20: *Scossa avvenuta nel Luglio 2000 nei pressi di Miyakejima Island*

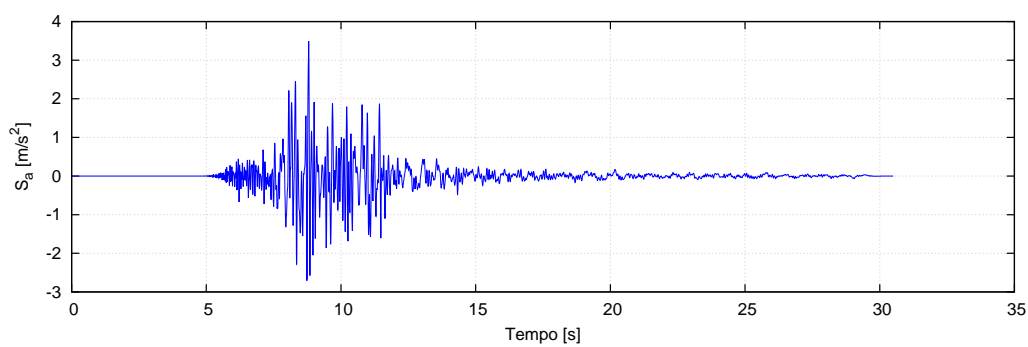


Figura 3.21: *Scossa avvenuta nel Maggio 1997 nei pressi di Kagoshima*

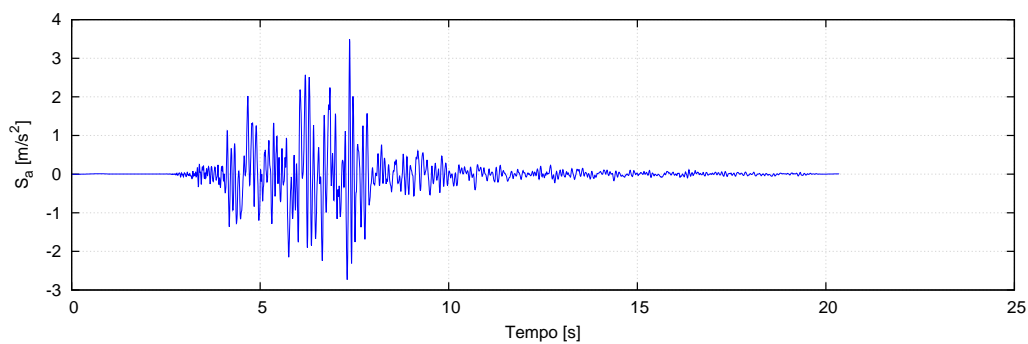


Figura 3.22: *Scossa avvenuta nel Maggio 2008 nei pressi di Olfus*

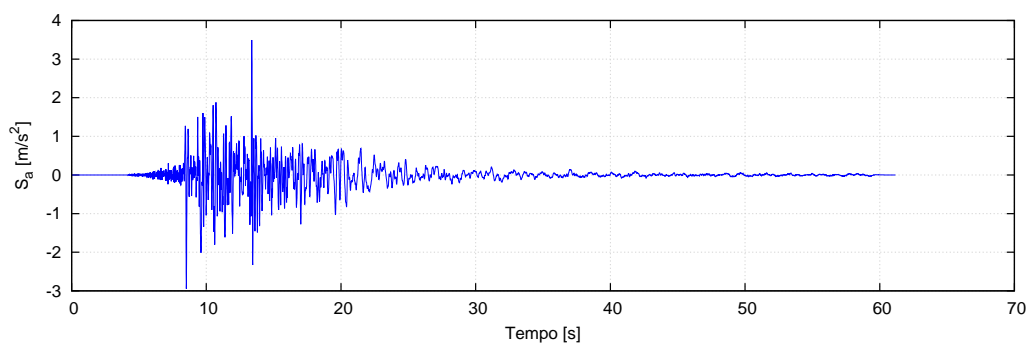


Figura 3.23: *Scossa avvenuta nel Maggio 2012 nei pressi dell'Emilia in Pianura Padana*

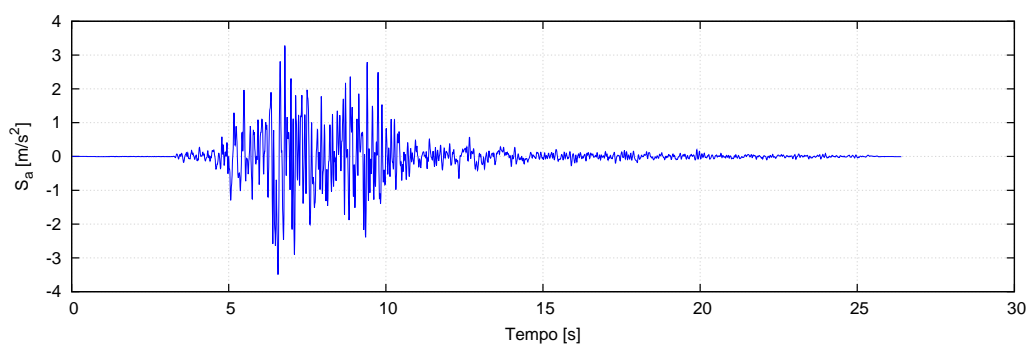


Figura 3.24: *Scossa avvenuta nel Giugno 2011 nei pressi di Christchurch*

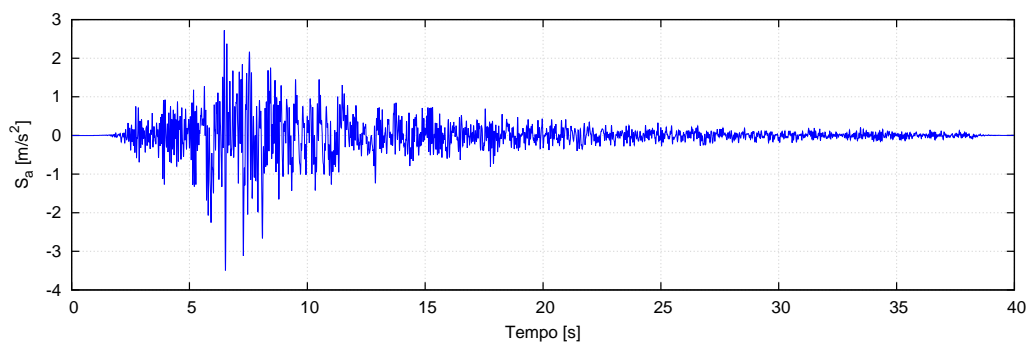


Figura 3.25: *Scossa avvenuta nel Settembre 2009 nei pressi di Atene*

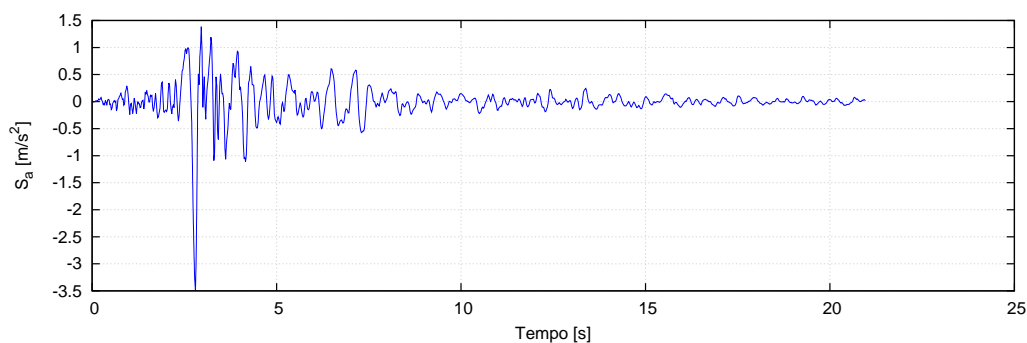


Figura 3.26: *Scossa avvenuta nel Settembre 2004 nei pressi di Parkfield*

3.2 Analisi della struttura

Per quanto riguarda questa fase non c'è nessun accorgimento in particolare da fare. La modellazione deve essere la più possibile verosimile a quella reale, in modo da poter tener in conto di eventuali comportamenti non lineare che possono verificarsi. L'analisi che si eseguirà sarà infatti un'analisi dinamica non lineare. Dinamica perchè si andranno ad integrare le equazioni del moto per ogni step in cui viene suddiviso l'accelerogramma (sarà opportuno tarare questo intervallo in modo da non avere problemi di convergenza della soluzione oppure per evitare di perdere momenti significativi). Prima di procedere alla descrizione dettagliata delle analisi effettuate si descrive la struttura analizzata.

3.2.1 Descrizione del modello

Il fabbricato oggetto della nostra analisi è un capannone industriale esistente, che ha come scopo quello di magazzino. È una costruzione dei primi anni '90 e dunque non è stato studiato con la normativa sismica.

La struttura è la classica formata da pilastri prefabbricati incastrati alla base, trave appoggiate collegate con spinotti poco resistenti (questi avevano lo scopo di aiutare il posizionamento in fase di costruzione), tegoli semplicemente appoggiate alle travi senza collegamenti e pannelli verticali incernierati alla base e appoggiati alle travi.

In particolare l'edificio è di pianta rettangolare $40\text{ m} \times 25.40\text{ m}$. Presenta nel lato lungo 5 pilastri prefabbricati dove vengono appoggiate le travi che sostengono i 17 tegoli. Nell'altra direzione si trovano due pilastri che reggono le travi poggia-pannello. La geometria si trova rappresentata in figura.

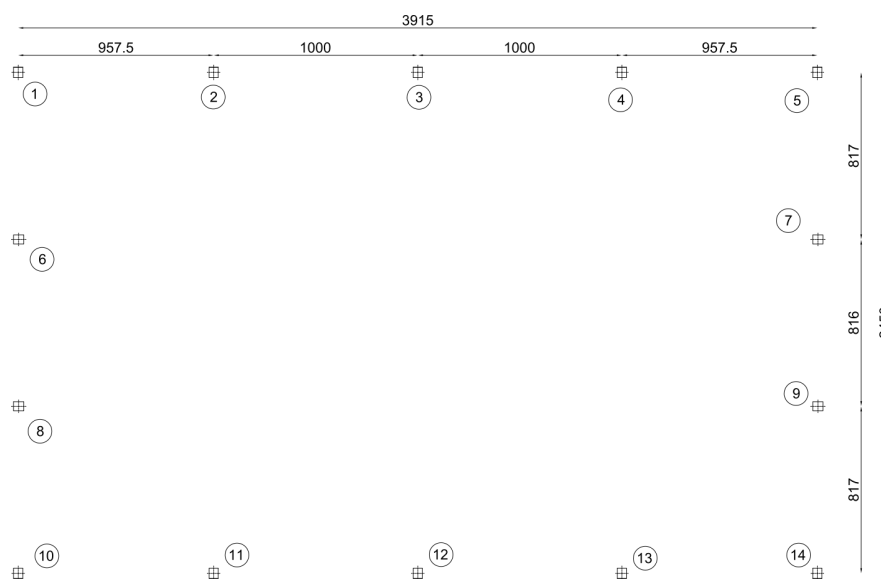


Figura 3.27: *Pianta del fabbricato*

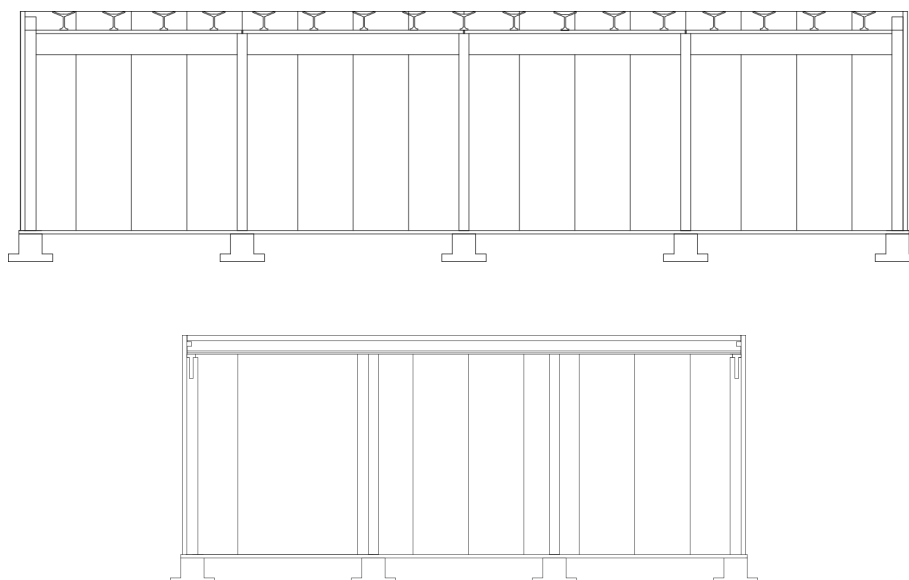


Figura 3.28: *Sezioni del fabbricato*

A [m ²]	2.25×10^{-1}
I_{22} [m ⁴]	3.8×10^{-3}
I_{33} [m ⁴]	4.7×10^{-3}

Tabella 3.2: *Proprietà del secondo pilastro*

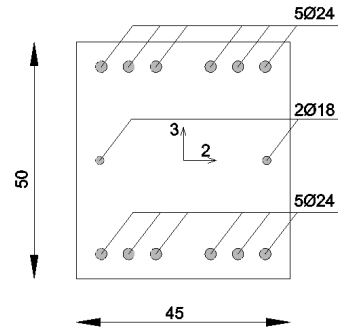


Figura 3.31: *Geometria del secondo pilastro*

Travi a T. Queste travi, di diversa lunghezza, collegano in modo isostatico i pilastri. Su queste verranno appoggiati poi i tegoli di copertura.

A [m ²]	2.02×10^{-1}
I_{22} [m ⁴]	2.36×10^{-2}
I_{33} [m ⁴]	1.07×10^{-3}

Tabella 3.3: *Proprietà della trave a T*

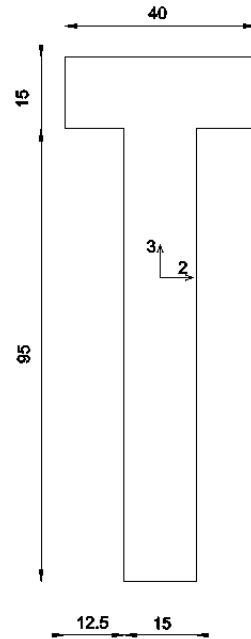


Figura 3.32: *Geometria della trave a T*

Travi appoggia-pannello. Queste travi, di diversa lunghezza, di dimensioni $60 \times 40 \text{ cm}^2$ hanno il compito di sostenere i pannelli di tamponamento.

A [m ²]	2.7×10^{-1}
I_{22} [m ⁴]	8.1×10^{-3}
I_{33} [m ⁴]	4.6×10^{-3}

Tabella 3.4: *Proprietà della trave appoggia pannelli*

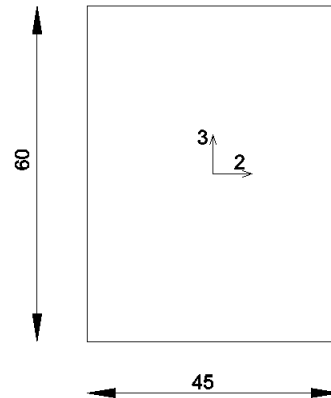


Figura 3.33: *Geometria della trave appoggia pannelli*

Tegoli di copertura ad Y. Questi tegoli prefabbricati sono semplicemente appoggiati alle travi a T. Sostengono i lucernari.

A [m ²]	1.26×10^{-1}
I_{22} [m ⁴]	1.07×10^{-2}
I_{33} [m ⁴]	4.8×10^{-3}

Tabella 3.5: *Proprietà del tegolo*

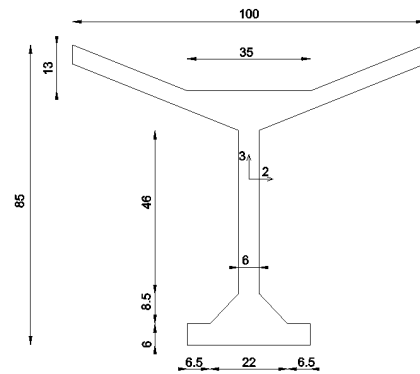


Figura 3.34: *Geometria del tegolo*

Pannelli, non danno nessun contributo alla resistenza della struttura. Servono solamente come tamponamento esterno. Non è necessario riportare le proprietà geometriche perchè non sono di interesse. I pannelli hanno in ogni caso geometria $250 \times 20 \text{ cm}^2$ per 10 m di altezza.

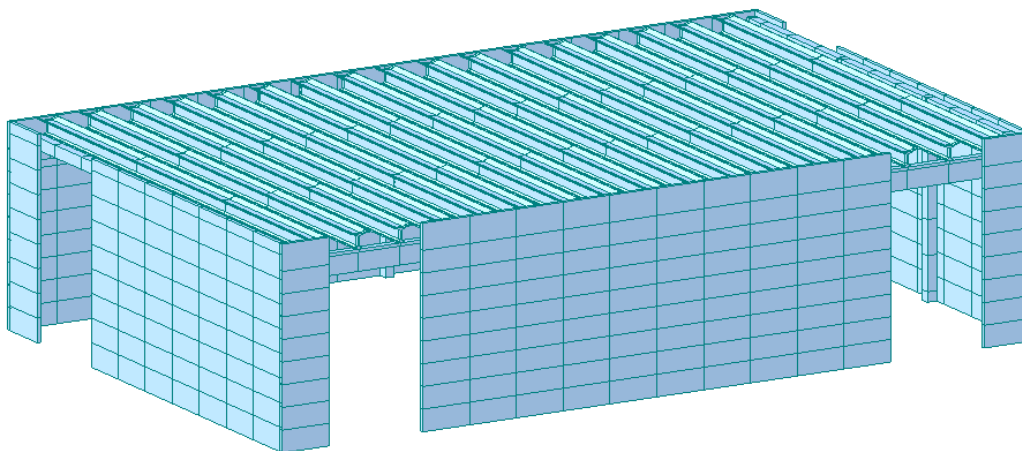


Figura 3.35: *Modello realizzato con il programma MidasGEN*

3.2.2 Push-over

Come detto precedentemente, essendo il tipo di analisi condotto non lineare, è opportuno modellare le basi dei pilastri in modo che il comportamento rispecchi quello reale. La zona infatti è indicata per formare una cerniera plastica. Questo comporta un valore limite di momento accompagnato da grandi rotazioni una volta superato lo snervamento. Nonostante la modellazione di questa sezione venga effettuata con le fibre, dove è necessario solamente assegnare i vari legami costitutivi dei materiali, abbiamo eseguito un'analisi pushover dei pilastri per capirne il comportamento nelle due direzioni e il momento di snervamento.

Per fare questo è stato assegnato una massa corrispondente allo sforzo normale dovuto ai pesi permanenti e portati (travi, tegoli e lucernari); poi è stata assegnata una forza orizzontale in sommità crescente nelle due direzioni in modo separato. Una volta finita l'analisi si è andato ad analizzare il comportamento della fibra, in particolare si è cercata la relazione $M_i - \varphi_i$ dove con il pedice i si intende la direzione oggetto di studio.

Le fibre si presentano come nelle figure seguenti.

Le dimensione e la posizione dei ferri sono state rappresentate in precedenza.

In azzurro sono rappresentate le barre di armatura, in giallo la zona di calce-

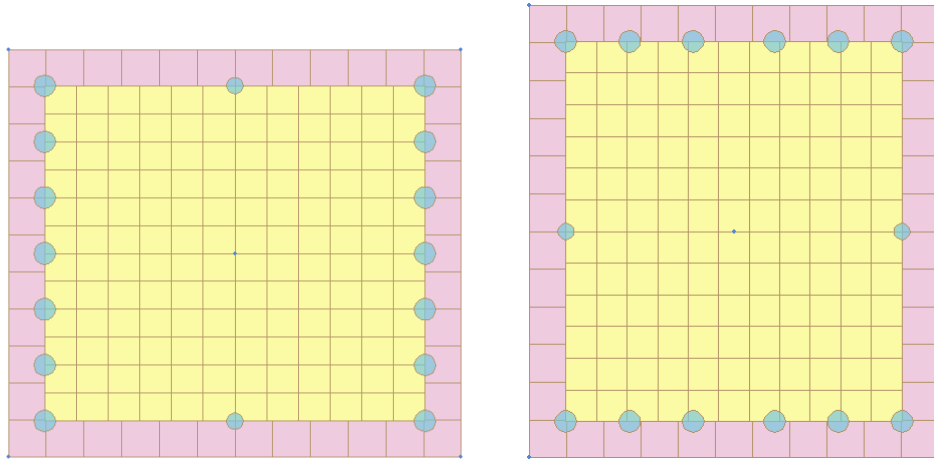


Figura 3.36: *Sezione a fibre. Pilastro esterno e pilastro porta trave appoggia-pannello.*

struzzo confinato mentre nel colore rosa quello non confinato.

Le legge costitutiva assegnata al calcestruzzo è analoga per calcestruzzo confinato e non. L'unica differenza sta nel valore σ_c massimo.

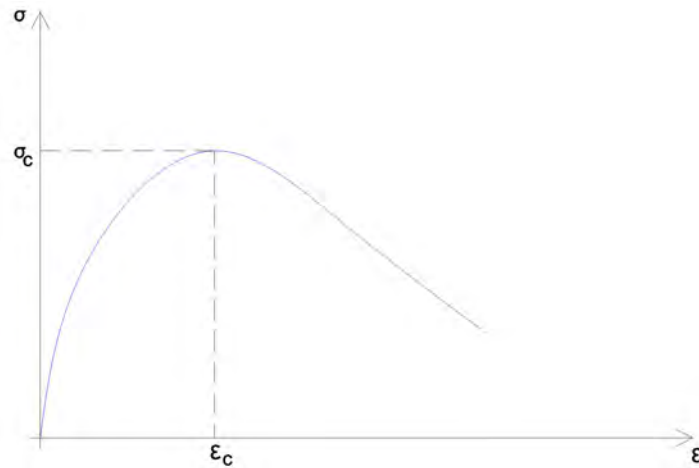


Figura 3.37: *Legame costitutivo calcestruzzo*

Per quanto riguarda il calcestruzzo confinato abbiamo $\sigma_c = 45 \text{ MPa}$, mentre per quello non confinato $\sigma_c = 35 \text{ MPa}$. Per entrambi il valore di $\varepsilon_c = 2 \text{ ‰}$.

Per l'acciaio è stato assegnato un modello elastico-perfettamente plasti-

co, con i consueti valori di snervamento $f_{yd} = 390 \text{ MPa}$, modulo elastico $E = 210000 \text{ MPa}$ e deformazione di snervamento pari a $\varepsilon_s = 1.85 \text{ ‰}$.

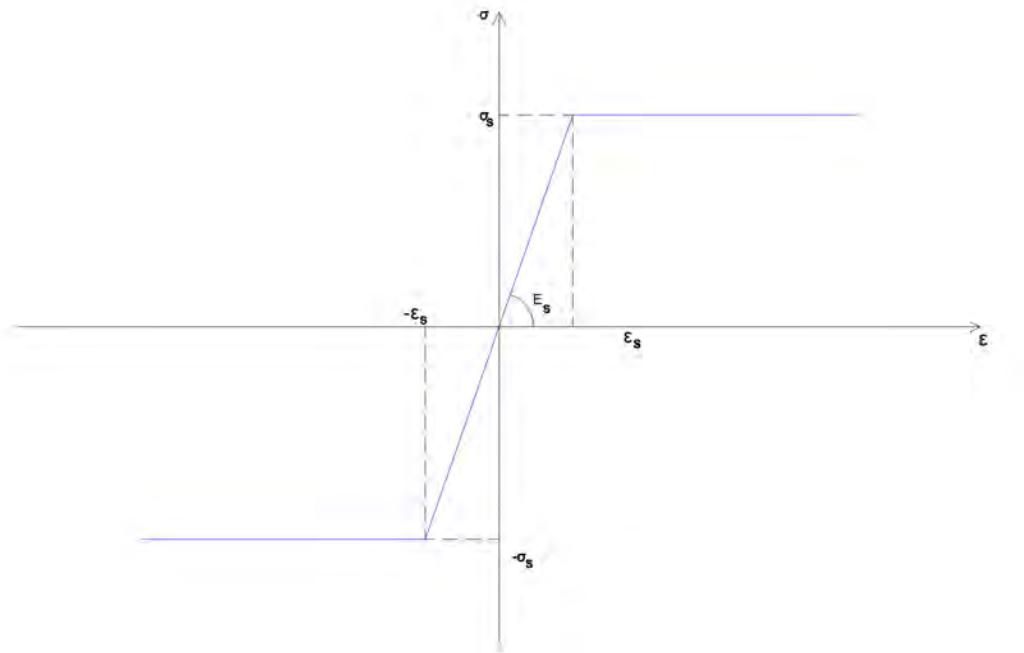


Figura 3.38: *Legame costitutivo acciaio*

I valori di sforzo normale N agenti nei pilastri sono (considerando la numerazione prima assegnata nella pianta):

- Pilastri numero 1, 5, 10, 14 $N = 175 \text{ kN}$,
- Pilastri numero 2, 4, 11, 13 $N = 263 \text{ kN}$,
- Pilastri numero 3, 12 $N = 271 \text{ kN}$,
- Pilastri numero 6, 7, 8, 9 $N = 105 \text{ kN}$.

Ora si riportano le curve ottenute per un pilastro esterno e per uno porta trave appoggia-pannello, visto che la differenza di sforzo normale non fa differire la curva di pushover di valori significativi. I risultati sono visibili di seguito.

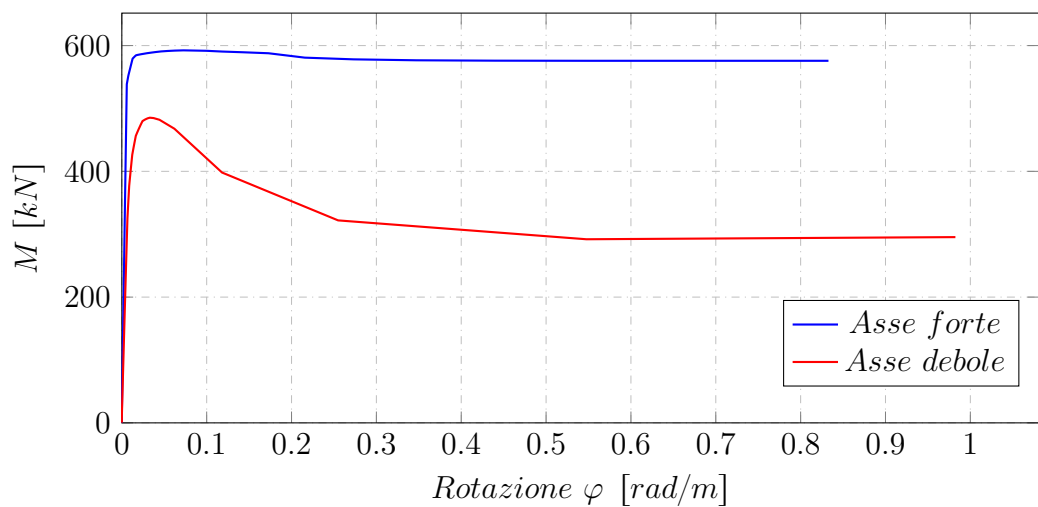


Figura 3.39: Curve di push-over per il pilastro

Dai grafici si può stabilire il momento e la rotazione di snervamento, che serviranno poi nella trattazione.

	M_y [kN/m]	φ [rad/m]
Asse forte	537.9	0.00548
Asse debole	480.6	0.025

Tabella 3.6: Legame $M - \varphi$ pilastro

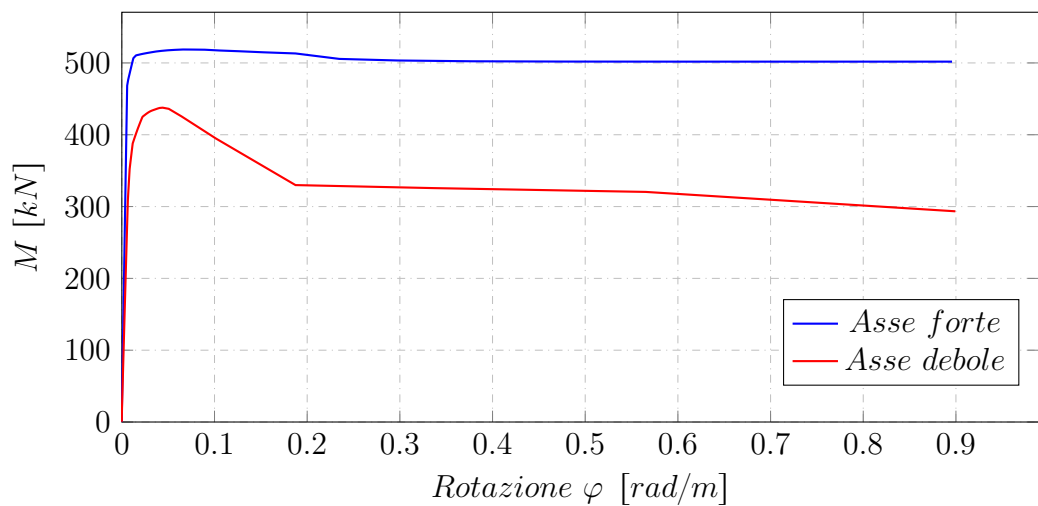


Figura 3.40: Curve di push-over per il pilastro reggi trave porta pannello

	M_y [kN/m]	φ [rad/m]
Asse forte	469.1	0.00585
Asse debole	427.6	0.0249

Tabella 3.7: *Legame $M - \varphi$ pilastro reggi trave porta pannello*

Per quanto riguarda invece la rotazione ultima di collasso, nel caso la cerniera plastica si attivasse alla base del pilastro, facciamo riferimento alla *Normative tecniche delle Costruzione 2008* [12]. In particolare si farà affidamento al capitolo 8 riguardante le costruzioni esistenti. Nella *Circolare esplicativa* [13], al punto *C8A.6.1 Valutazione delle rotazioni di collasso di elementi di strutture in calcestruzzo armato*. La capacità di rotazione ultima può essere valutata con la seguente formula:

$$\vartheta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 (0.3)^\nu \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} 25^{\alpha \rho_{sx} \frac{f_y}{f_c}} 1.25^{100 \rho_d}$$

dove:

- $\gamma_{el} = 1.5$ per gli elementi primari
- L_v è la luce di taglio (pari all'altezza del pilastro in questo caso)
- h altezza della sezione
- $\nu = \frac{N}{A_c f_c}$ è lo sforzo di compressione adimensionalizzato
- $\omega = \frac{A_s f_y}{A_c f_c}$ è la % meccanica di armatura longitudinale in trazione
- $\omega' = \frac{A'_s f_y}{A_c f_c}$ è la % meccanica di armatura longitudinale in compressione
- f_c e f_y sono i valori di tensione massimi di calcestruzzo e acciaio
- $\rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b_w s_h}$ è la % di armatura trasversale
- ρ_d è la % di eventuali armature diagonali
- α è il fattore di confinamento

Inoltre, il fattore di efficienza del confinamento α è definito nell'ipotesi che le staffe presenti nell'elemento abbiano ancoraggi idonei ad evitare l'apertura delle stesse, ad esempio se presentano una chiusura con ganci a 135° . Quando queste condizioni non sono verificate è opportuno assumere $\alpha = 0$.

Negli elementi non dotati di adeguati dettagli di tipo antisismico, ossia con percentuali di armatura trasversale e longitudinale diverse dalle indicazioni riportate per la progettazione, il valore dato dall'espressione sopra riportata deve essere moltiplicato per 0.85.

Non essendoci particolari armature diagonali, e considerando il coefficiente α pari a 0, gli ultimi tre termine dell'equazione possono considerarsi pari a 1. Il valore finale che si ottiene è $\vartheta_u = 8.69 \times 10^{-3} \text{ rad/m}$, valore ultimo per i pilastri 1 – 5 e 10 – 14. Per i pilastri 6 – 9 si ottiene un valore $\vartheta_u = 8.92 \times 10^{-3} \text{ rad/m}$.

3.2.3 Analisi delle frequenze

Prima di proseguire con l'analisi dinamica non lineare time-history si è proceduto con un'analisi delle frequenze per vari motivi. Prima di tutto, si noterà dalle frequenze la mancanza del piano rigido, i tegoli infatti sono semplicemente appoggiati alle travi.

É utile notare che le frequenze fondamentali della struttura variano dal tipo di collegamento che si sceglie tra tegoli e travi. Infatti la rigidezza di questo (che può passare da rigidezza nulla nel caso si consideri attrito nullo, a rigidezza elevata se ipotizziamo un collegamento a cerniera) fa variare i modi e i periodi della struttura.

Riportiamo il caso di attrito nullo, che servirà poi nel resto della trattazione, per mostrare come i tegoli si comportano in modo totalmente indipendente dalla struttura.

Questa analisi si effettua perchè i primi due modi servono per tarare il metodo di smorzamento durante le integrazioni delle equazioni del moto (metodo di Rayleigh), e per capire il comportamento dell'edificio.

Si riportano il primo modo di vibrare della struttura nel caso di collegamento tegolo-trave senza attrito.

Il modo di vibrare, come si vede dal primo riportato, è un modo esclusiva-

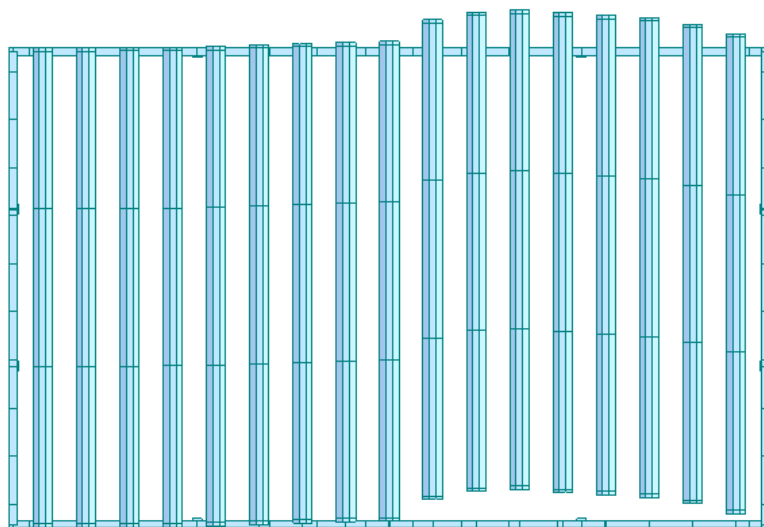


Figura 3.41: *Primo modo di vibrare della struttura* $T = 12.66 \text{ s}$

mente dei tegoli che sono "liberi" di muoversi.

Si nota come i periodi sono molto bassi (e quindi frequenze elevate), e i primi modi hanno praticamente lo stesso periodo. Questa analisi è stata poi effettuata ogni volta che la rigidità del collegamento trave-tegolo è stata modificata.

3.2.4 Analisi dinamica non lineare

Il tipo di analisi utilizzato, come più volte detto, è un'analisi non lineare dove le equazioni del moto vengono integrate ad ogni passo (che viene da noi stabilito) [14].

È opportuno ora riportare i vari casi analizzati. Il capannone considerato nel suo stato di fatto presenta mancanza di collegamento tra tegolo e trave. I tegoli risultano infatti semplicemente appoggiati alla trave tramite una piastra di neoprene.

Il collegamento pilastro-trave, come detto prima, è realizzato tramite spinotti. È possibile valutare la resistenza di quest'ultimi rifacendosi alla formula che si trova nella *CNR 10025* del 1984.

$$V_{Rd} = cd_b^2 \sqrt{f_{cd} f_{sd}}$$

dove:

- c è un coefficiente correttivo pari a 1.2;
- d_b è il diametro della barra;
- f_{cd} è la resistenza di progetto del calcestruzzo;
- f_{sd} è la resistenza di progetto dell'acciaio.

Considerando il diametro della barra $\Phi = 20 \text{ mm}$ abbiamo un $V_{Rd} = 56 \text{ kN}$. Questo significa che per azioni orizzontali il comportamento del collegamento tegolo-trave può essere considerato in vari modi:

Attrito nullo. In questo caso il collegamento realizzato simula la totale mancanza di collegamento. Il modello presenta tra i due elementi una molla di rigidezza bassa pari a 1 kN/m nelle direzioni orizzontali per evitare di incorrere in problemi di labilità.

Attrito costante. Il collegamento così considerato viene modellato con un legame rigido-plastico. Si considera un coefficiente d'attrito μ compatibile con la situazione reale. In questo caso si considera pari a 0.1. La forza che può essere trasmessa dal tegolo risulta quindi pari al 10% del peso del tegolo.

Collegamenti a cerniera. Anche questa modellazione, come le prime due, non rappresenta una soluzione reale. Infatti questa porta a spostamenti relativi tegolo-trave nulli, situazioni impossibili allo stato di fatto della costruzione. Il motivo per cui si considera anche questo caso è dovuto principalmente per capire i valori di rotazioni massimi in quanto il collegamento a cerniera trasferisce tutta la forza tegolo-trave.

Per quanto riguarda il collegamento pilastro-trave invece si considera la resistenza dello spinotto a taglio come forza ultima della connessione. I tre modelli analizzati saranno dunque quelli sopra elencati. Per ognuno si andranno a controllare gli spostamenti relativi tegolo-trave e la rotazione alla base del pilastro. Si vuole capire infatti i problemi che possono esserci allo stato

di fatto dell'edificio. Si porrà attenzione inoltre agli spostamenti eventuali che potrebbero accadere nel caso la forza trasmessa dalla trave superasse la resistenza dello spinotto.

Tra i risultati si riporterà anche il coefficiente di duttilità μ_i che è il rapporto tra la rotazione assoluta e quella di snervamento.

3.2.4.1 Attrito nullo

Come detto in precedenza in questo modello si considera la mancanza di collegamento tra trave e tegoli. Per simulare questo si collegano i due elementi con un link elastico che presenta un'elevata rigidezza assiale, mentre nelle altre direzioni si considera una valore di rigidezza molto basso.

In questo modo i tegoli risultano sconnessi alla struttura e quindi si assisterà a due principali fenomeni. Il primo è che i tegoli completamente sconnessi dalle travi saranno soggetti ad elevati spostamenti relativi trave-tegolo e non parteciperanno in modo attivo alla vibrazione della struttura. Il secondo fatto, collegato al primo, è che in questo modo il tegolo non trasmette nessun tipo di sforzo trasversale e dunque le sollecitazioni alla basi pilastri non dovrebbero essere tali da far superare la rotazione di snervamento.

Verranno quindi, una volta terminate le analisi, controllati i valori di drift tra tegolo e trave massimi e le rotazioni alla base dei pilastri.

Tempo di ritorno pari a 100 anni

EVENTO	D_X [cm]	r_y 10^{-3} [rad/m]	μ_y	D_Y [cm]	r_z 10^{-3} [rad/m]	μ_z
1	1.96	2.30	0.39	2.38	1.61	0.28
2	1.20	1.24	0.21	0.81	1.21	0.20
3	0.91	0.67	0.11	1.08	0.55	0.09
4	0.93	0.06	0.01	1.02	0.65	0.11
5	0.98	0.07	0.01	0.71	0.47	0.08
6	1.21	0.09	0.02	1.10	0.81	0.14
7	1.15	0.08	0.01	1.05	0.69	0.12
MEDIA	1.19	0.64	0.11	1.16	0.86	0.14

Tabella 3.8: *Spostamenti relativi tegolo-trave e rotazioni nel caso di attrito nullo, $T_R = 100$ anni*

Tempo di ritorno pari a 500 anni

EVENTO	D_X [cm]	r_y 10^{-3} [rad/m]	μ_y	D_Y [cm]	r_z 10^{-3} [rad/m]	μ_z
1	1.96	2.35	0.40	2.91	1.61	0.28
2	6.18	2.93	0.50	8.31	2.45	0.42
3	2.21	1.57	0.27	2.50	1.60	0.27
4	2.10	1.51	0.26	2.44	1.08	0.18
5	5.16	3.57	0.61	4.82	2.61	0.45
6	1.49	2.94	0.50	4.18	2.52	0.43
7	1.00	4.09	0.70	5.95	3.20	0.54
MEDIA	2.87	2.71	0.46	4.44	2.15	0.36

Tabella 3.9: *Spostamenti relativi tegolo-trave e rotazioni nel caso di attrito nullo, $T_R = 500$ anni*

Tempo di ritorno pari a 2500 anni

EVENTO	D_X [cm]	r_y 10^{-3} [rad/m]	μ_y	D_Y [cm]	r_z 10^{-3} [rad/m]	μ_z
1	9.39	9.165	1.57	13.77	5.804	0.99
2	8	6.549	1.12	13.45	5.617	0.96
3	4.85	5.210	0.89	6.84	4.346	0.74
4	13.41	11.19	1.92	13.59	6.192	1.06
5	2.9	3.458	0.59	4.24	2.355	0.40
6	5.63	8.666	1.48	11.92	7.149	1.22
7	7.45	5.237	0.89	7.07	3.854	0.65
MEDIA	7.38	7.07	1.21	10.13	5.05	0.86

Tabella 3.10: *Spostamenti relativi tegolo-trave e rotazioni nel caso di attrito nullo, $T_R = 2500$ anni*

Si riporta come esempio anche l'andamento dei valori di spostamento relativo per il primo evento nella direzione Y per un T_R pari a 2500 anni.

Dal grafico si può vedere come gli spostamenti relativi tengono a smorzarsi e quindi ad annullarsi. Questo è un limite di questa trattazione, in quanto è inverosimile che non restino spostamenti residui dopo un evento. L'analisi così svolta da però stime di spostamento relativo massimo attendibili.

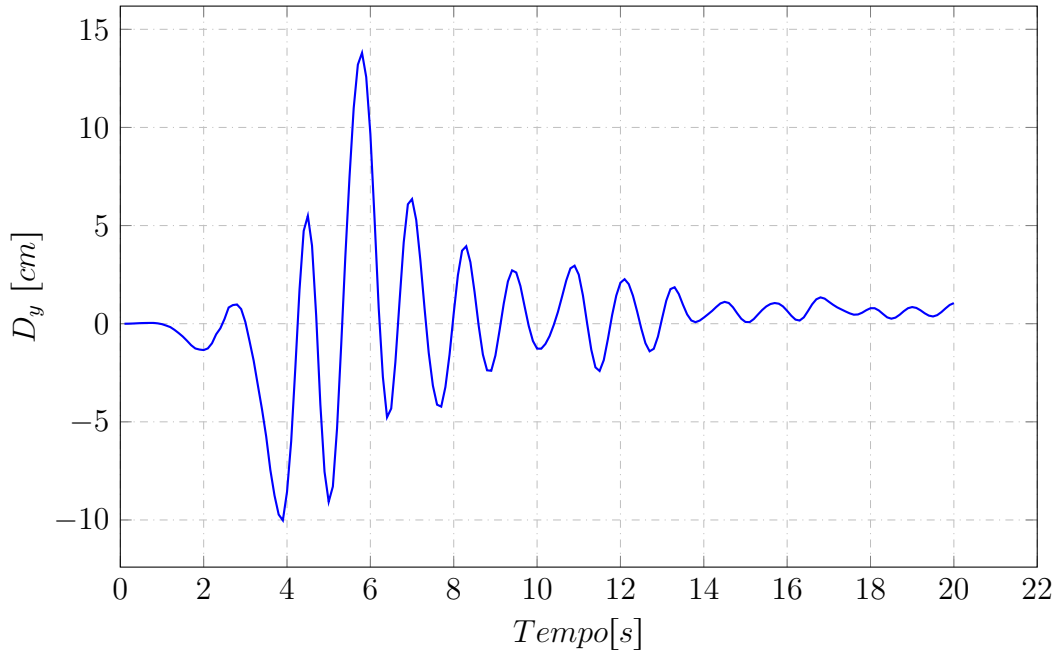


Figura 3.42: *Spostamenti relativi tegolo-trave in direzione Y per il primo evento, senza attrito, $T_R = 2500$ anni*

3.2.4.2 Attrito costante

In questo modello si ipotizza che il collegamento sia capace di trasferire un valore limitato di sforzo orizzontale. Questo sforzo è computato considerando il peso scaricato dal singolo tegolo, compreso di peso proprio e permanente portato, e il coefficiente d'attrito μ tra calcestruzzo e neoprene. Si è considerato $\mu = 0.1$, valore che viene comunemente usato e che trova molti riscontri in letteratura. Il valore di sforzo normale su un appoggio del tegolo è pari a 39.37 kN , per cui il valore massimo di forza orizzontale che può essere trasmessa è pari a 3.937 kN .

Questa modellazione porta ad avere valori di spostamento meno elevati rispetto al caso di attrito nullo, ma valori di rotazione alla base dei pilastri più alti. La forza trasmessa seppur limitata contribuisce infatti ad aumentare le sollecitazioni.

Tempo di ritorno pari a 100 anni

EVENTO	D_X [cm]	$10^{-3} r_y$ [rad/m]	μ_y	D_Y [cm]	$10^{-3} r_z$ [rad/m]	μ_z
1	0.25	1.83	0.31	0.65	1.77	0.30
2	0.12	1.05	0.18	0.24	1.04	0.18
3	0.09	0.56	0.09	0.16	0.67	0.12
4	0.08	0.05	0.01	0.14	0.47	0.08
5	0.07	0.05	0.01	0.16	0.64	0.11
6	0.01	0.06	0.01	0.15	1.11	0.19
7	0.92	0.06	0.01	0.14	0.37	0.06
MEDIA	0.22	0.52	0.09	0.23	0.87	0.14

Tabella 3.11: *Spostamenti relativi tegolo-trave e rotazioni con attrito costante, $T_R = 100$ anni*

Tempo di ritorno pari a 500 anni

EVENTO	D_X [cm]	$10^{-3} r_y$ [rad/m]	μ_y	D_Y [cm]	$10^{-3} r_z$ [rad/m]	μ_z
1	0.25	1.83	0.31	0.64	1.77	0.30
2	0.27	1.90	0.32	0.47	2.51	0.43
3	0.18	1.14	0.19	0.30	1.29	0.22
4	0.14	1.18	0.20	0.28	1.88	0.32
5	0.76	3.32	0.56	3.52	4.02	0.69
6	0.30	2.46	0.42	0.49	2.19	0.37
7	0.65	3.13	0.53	0.75	3.16	0.54
MEDIA	0.36	2.14	0.36	0.92	2.40	0.41

Tabella 3.12: *Spostamenti relativi tegolo-trave e rotazioni con attrito costante, $T_R = 500$ anni*

Tempo di ritorno pari a 2500 anni

EVENTO	D_X [cm]	$10^{-3} r_y$ [rad/m]	μ_y	D_Y [cm]	$10^{-3} r_z$ [rad/m]	μ_z
1	4.1	6.65	1.14	6.1	8.275	1.42
2	1.36	4.909	0.84	8.3	6.743	1.15
3	1.3	3.906	0.66	4.34	3.674	0.63
4	3.85	8.077	1.38	5.2	5.812	0.99
5	0.38	2.853	0.48	1.24	2.596	0.44
6	2.17	5.117	0.87	4.14	6.223	1.06
7	1.15	5.034	0.86	7.2	5.037	0.86
MEDIA	2.04	5.18	0.88	5.22	5.48	0.94

Tabella 3.13: *Spostamenti relativi tegolo-trave e rotazioni con attrito costante, $T_R = 2500$ anni*

Si riporta come esempio anche l'andamento dei valori di spostamento relativo per il primo evento nella direzione Y .

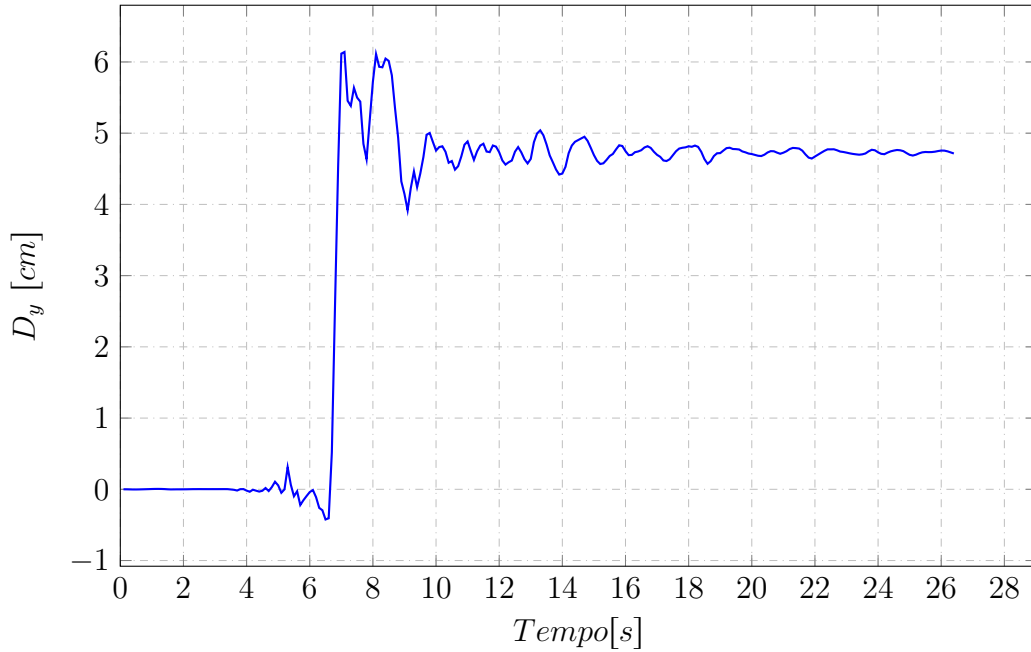


Figura 3.43: *Spostamenti relativi tegolo-trave in direzione Y per il primo evento, attrito costante, $T_R = 2500$ anni*

3.2.4.3 Collegamenti a cerniera

Questa modellazione, che rappresenta collegamenti rigidi a cerniera non è una situazione reale che può presentarsi. Lo scopo di questo modello è quello di capire l'entità delle rotazioni alla base dei pilastri che possono effettivamente presentarsi. Infatti in questo modo non ci sono spostamenti relativi travi e tegoli, e l'unica dissipazione di energia avviene alla base dei pilastri con il superamento appunto dello snervamento e con la formazione di rotazioni plastiche.

Si riportano dunque nella seguente tabella le rotazioni che si trovano dalle analisi.

Tempo di ritorno pari a 100 anni

EVENTO	$10^{-3} \begin{matrix} r_z \\ [rad/m] \end{matrix}$	μ_z	$10^{-3} \begin{matrix} r_y \\ [rad/m] \end{matrix}$	μ_y
1	1.97	0.33	1.84	0.31
2	1.18	0.20	1.07	0.18
3	0.76	0.13	0.59	0.10
4	0.46	0.08	0.06	0.01
5	0.73	0.12	0.05	0.01
6	1.10	0.19	0.07	0.01
7	0.41	0.07	0.06	0.01
MEDIA	0.94	0.16	0.54	0.09

Tabella 3.14: *Rotazioni nel caso di collegamenti a cerniera, $T_R = 500$ anni*

Tempo di ritorno pari a 500 anni

EVENTO	$10^{-3} \begin{matrix} r_z \\ [rad/m] \end{matrix}$	μ_z	$10^{-3} \begin{matrix} r_y \\ [rad/m] \end{matrix}$	μ_y
1	1.17	0.20	1.84	0.31
2	2.73	0.47	2.10	0.36
3	1.27	0.21	1.21	0.21
4	1.96	0.34	1.15	0.19
5	4.49	0.77	3.43	0.58
6	2.45	0.42	2.59	0.44
7	3.24	0.56	3.56	0.61
MEDIA	2.47	0.42	2.27	0.38

Tabella 3.15: *Rotazioni nel caso di collegamenti a cerniera, $T_R = 500$ anni*

Tempo di ritorno pari a 2500 anni

EVENTO	$10^{-3} \begin{matrix} r_z \\ [rad/m] \end{matrix}$	μ_z	$10^{-3} \begin{matrix} r_y \\ [rad/m] \end{matrix}$	μ_y
1	9.605	1.64	7.187	1.25
2	9.578	1.63	4.961	0.85
3	4.602	0.78	3.825	0.65
4	9.424	1.61	8.398	1.44
5	2.975	0.50	2.702	0.46
6	7.946	1.35	5.268	0.91
7	6.99	1.19	5.08	0.87
MEDIA	7.30	1.24	5.35	0.91

Tabella 3.16: *Rotazioni nel caso di collegamenti a cerniera, $T_R = 2500$ anni*

3.2.5 Valutazione dell'edificio esistente

Dopo aver completato la prima parte di analisi, compresa da analisi di pericolosità e della struttura, è possibile dare una valutazione all'edificio esistente. Si riportano i valori medi e i limiti di spostamento e rotazione prima di procedere con la costruzione delle curve log-normali, è necessario infatti individuare prima i parametri ingegneristici d'interesse. In questo modo è possibile anche notare le differenze tra il metodo classico, dove si fa riferimento ad un valore medio, e al metodo del performance-based design dove si fa invece riferimento alla probabilità di superamento.

A differenza di quello che si fa comunemente, ossia considerare i valori medi ottenuti dalle analisi, la valutazione si fa calcolando la possibilità in percentuale di superamento di un certo valore limite. Ovviamente il 50%, corrispondente al valore medio, rimane lo spartiacque tra accettabilità e non di un parametro. È possibile dunque a questo punto trarre delle conclusioni riguardo allo stato di fatto del capannone esistente e le varie modellazioni utilizzate. Partendo dal presupposto che nessun modello realizzato rispecchia al 100% la realtà, possiamo comunque arrivare a tratte conclusioni vero-simili al comportamento effettivo e capire quale modellazione porta a risultati più a favore di sicurezza. Infatti è bisognoso mettersi sempre nella condizione più grave che si può presentare.

Per la valutazione dell'edificio si fa riferimento a 2 tipi di variabili, gli spostamenti relativi tegoli-trave e le rotazioni alla base dei pilastri. Questi due sono strettamente legati come si vedrà in seguito.

Partendo da come è stato concepito l'edificio, i collegamenti tegolo trave sono cerniere fisse. In realtà per come è stato poi realmente realizzato il capannone queste cerniere risultano fisse per azioni non eccezionali come può essere l'evento sismico. Questa trattazione quindi da valori di spostamenti relativi in copertura nulli e quindi sottostimati, ma in compenso i valori di rotazione che troviamo alla base dei pilastri sono massimi. Infatti in questa modellazione tutta la massa della copertura partecipa alla vibrazione della struttura e quindi tutta la massa contribuisce alla formazione di momenti flettenti.

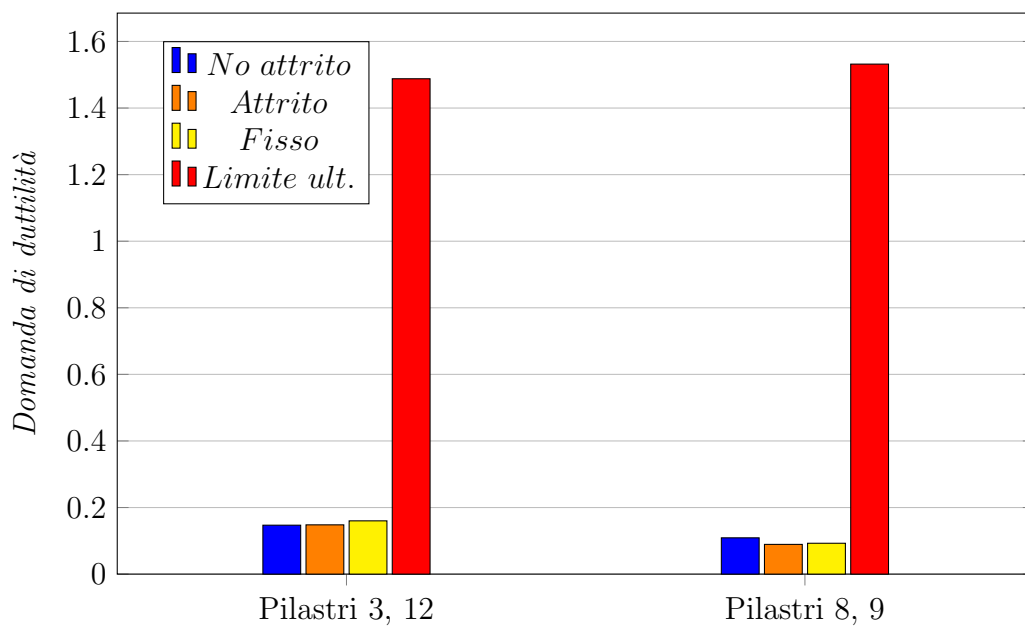


Figura 3.44: Valori medi di domanda di duttilità, $T_R = 100$ anni

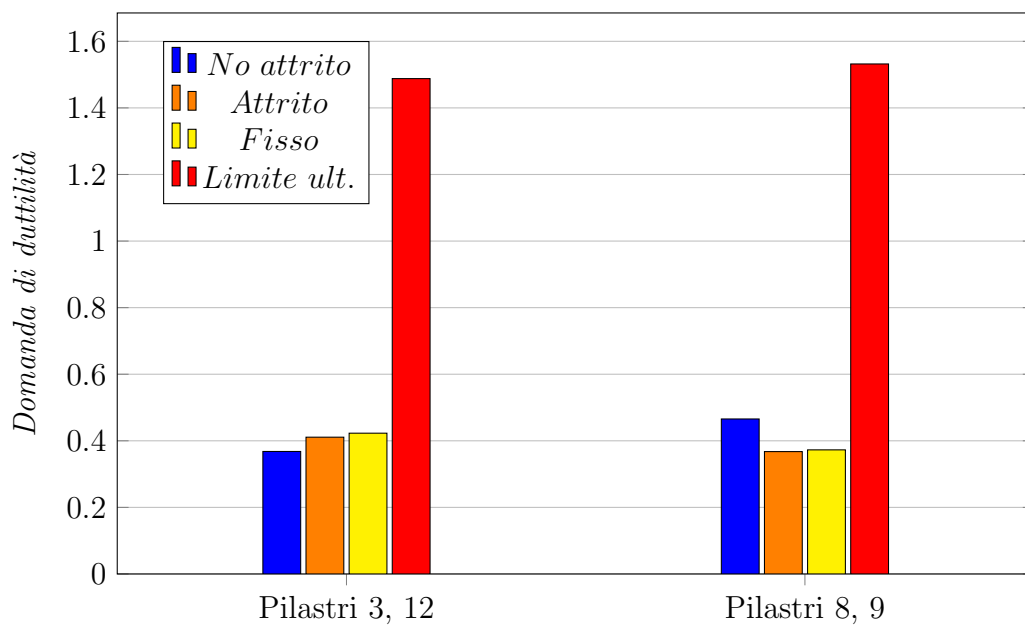


Figura 3.45: Valori medi di domanda di duttilità, $T_R = 500$ anni

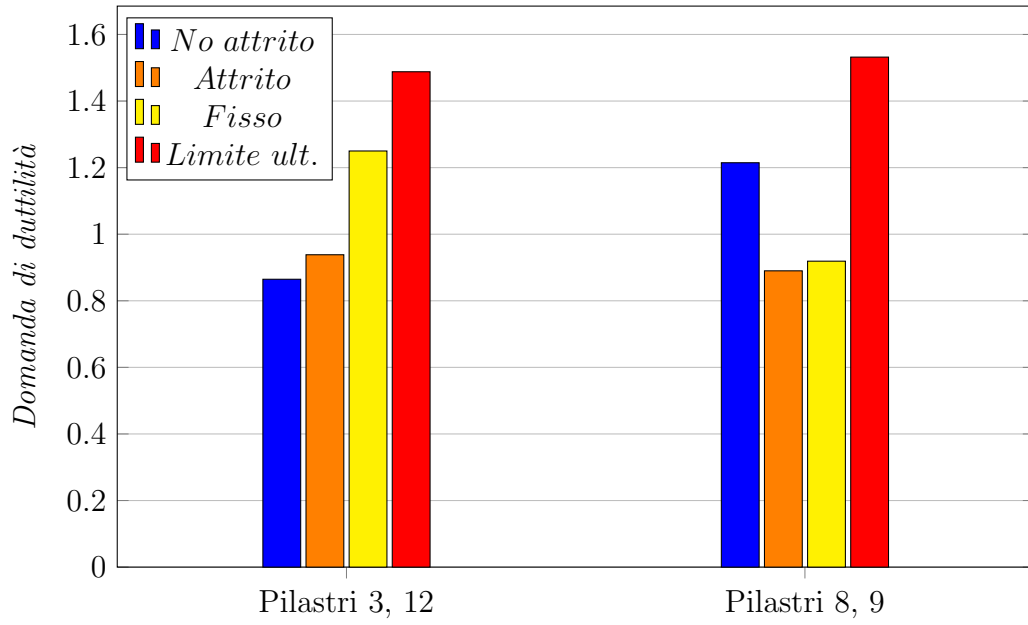


Figura 3.46: Valori medi di domanda di duttilità, $T_R = 2500$ anni

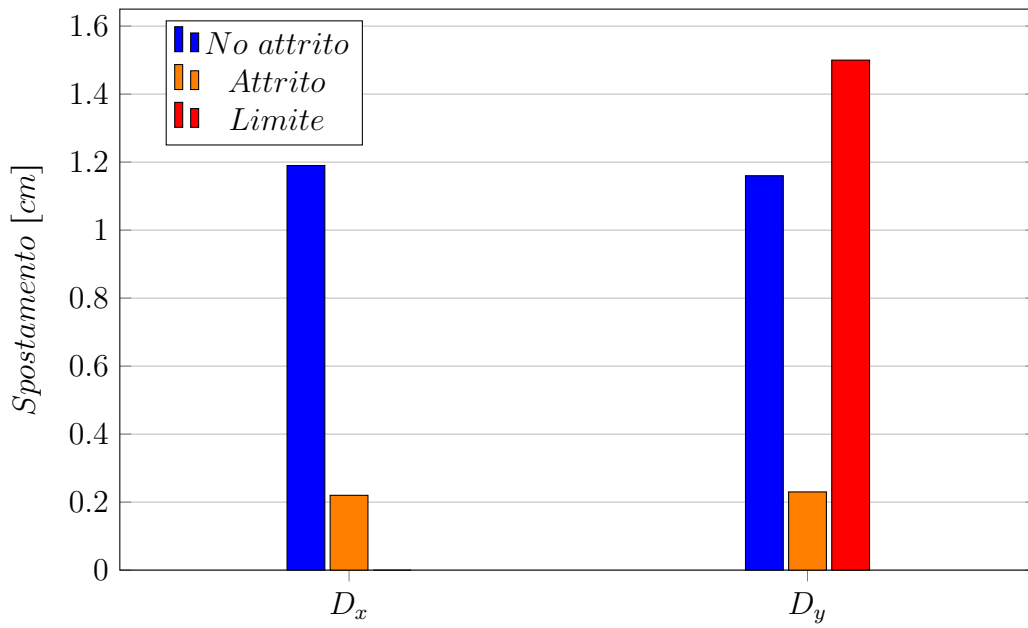


Figura 3.47: Valori medi di spostamento relativo tegolo-trave, $T_R = 100$ anni

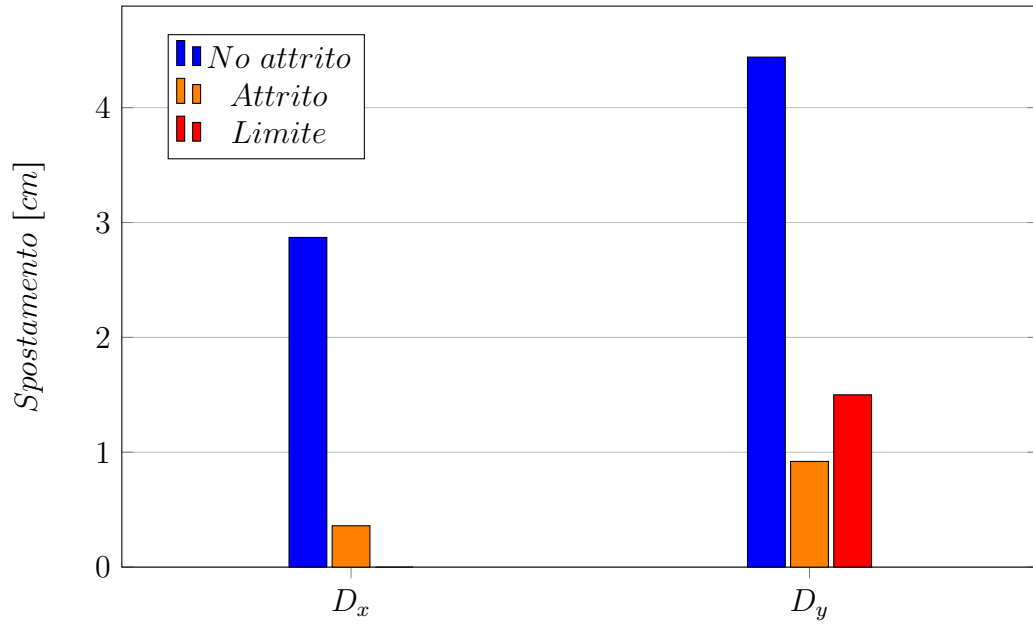


Figura 3.48: Valori medi di spostamento relativo tegolo-trave, $T_R = 500$ anni

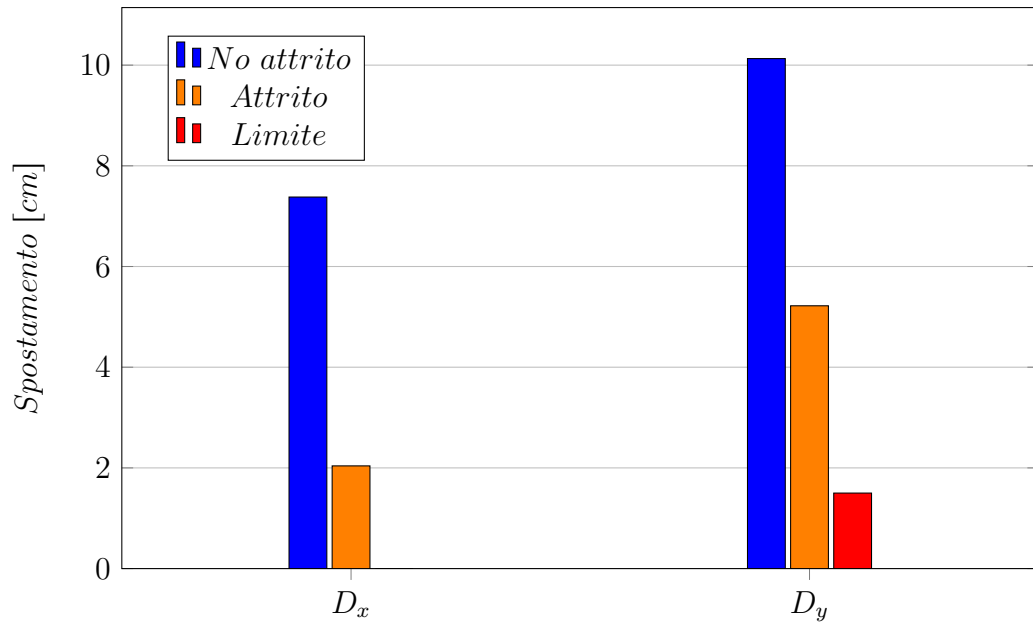


Figura 3.49: Valori medi di spostamento relativo tegolo-trave, $T_R = 2500$ anni

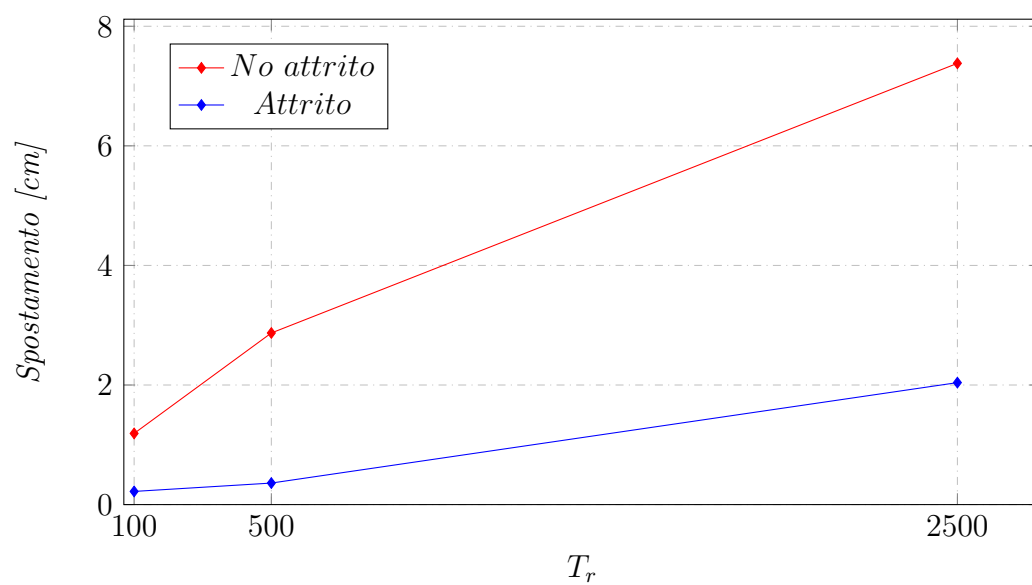


Figura 3.50: Valori di D_x per i vari T_R

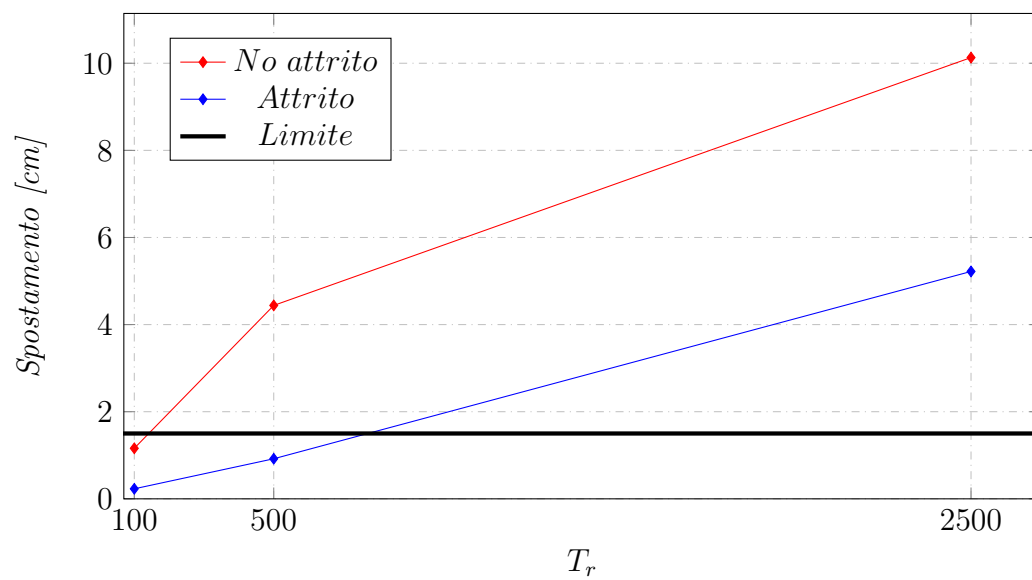


Figura 3.51: Valori di D_y per i vari T_R

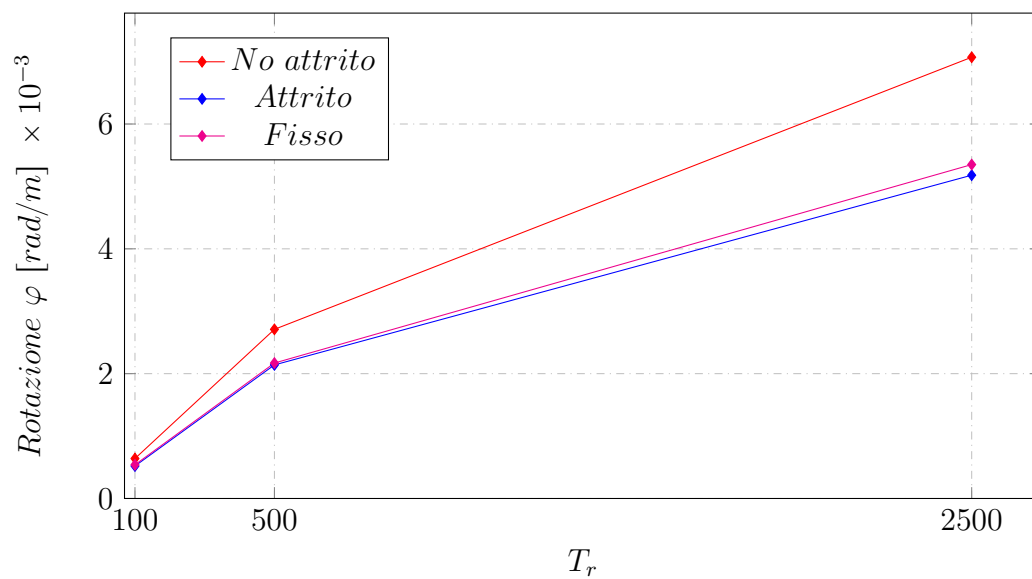


Figura 3.52: Valori di R_y per i vari T_R

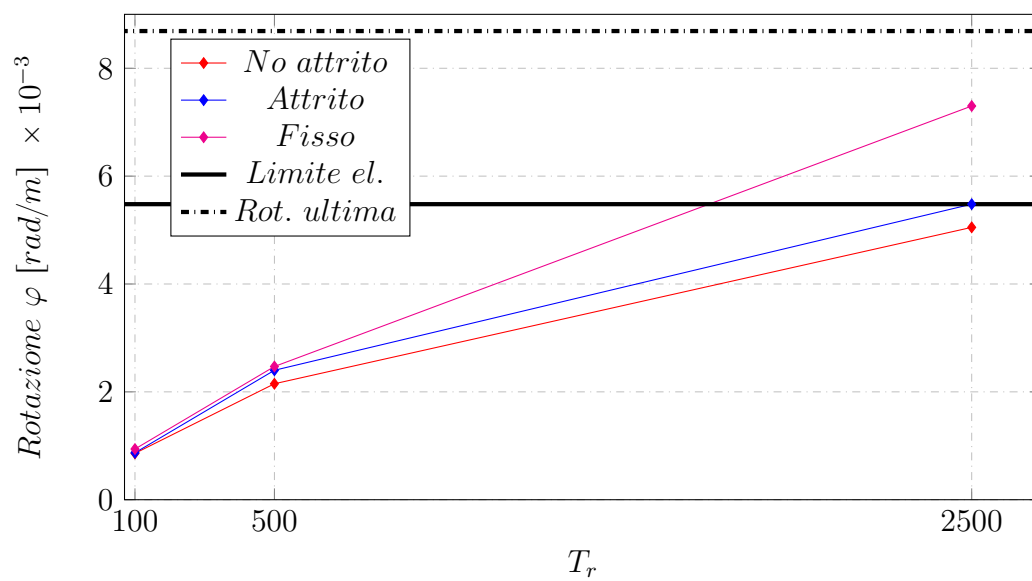


Figura 3.53: Valori di R_z per i vari T_R

3.2.6 Scelta dei parametri ingegneristici di interesse, *EDP*

Dalle analisi e confronti precedenti, dove sono stati analizzati 4 parametri della struttura, si possono fare alcune considerazioni prima di proseguire con la trattazione.

I valori riportati negli istogrammi fanno riferimento al valore medio di spostamenti relativi nelle direzioni x ed y dei tegoli rispetto le travi, e delle rotazioni dei pilastri r_y , riferito al pilastro che sorregge la trave reggi-pannello, ed r_z , che si riferisce ai pilastri principali.

Ovviamente si è notato che aumentando il T_R dell'evento, tutti i parametri crescono più o meno linearmente. Si farà ora un'analisi specifica di parametri.

1. D_x . Lo spostamento dei tegoli lungo la direzione di appoggio non crea particolari problemi, in quanto non può avvenire una perdita di contatto con la trave. Si vede comunque come il valore aumenta nel caso di analisi senza attrito, rispetto ai valori ottenuti all'analisi effettuata con attrito costante.
2. D_y . Nella direzione ortogonale gli spostamenti presentano valori più elevati rispetto alla direzione x , ma in ogni caso non si presenta una situazione di perdita di appoggio, in quanto la trave a T su cui appoggiano ha una testa di 40 *cm*, e gli spostamenti massimi ottenuti nel caso di non attrito arrivano a circa 15 *cm*. Il problema che viene a presentarsi nel caso di elevati drift, è il martellamento con i pannelli. Si vede infatti dalla sezione che questo fenomeno può avvenire facilmente. Il limite imposto di 1.5 *cm* è dettato dai fogli esecutivi, che appunto indicano a 1.5 *cm* la distanza tra tegolo e pannello. Questo è dunque un parametro da controllare e limitare, vedremo poi in che modalità.
3. r_y . Questa rotazione è quella del pilastro che sorregge le travi reggi-pannello. Questi pilastri sconnessi al resto della struttura, devono sopportare il peso dei pannelli, ed è per questo che la loro modellazione è fondamentale e non può essere tralasciata. In ogni caso si vede che il caso peggiore è quello dove si considera il collegamento tegolo-trave

senza tegolo. Mentre nel caso di tegoli fissi la rotazione risulta sotto il limite elastico ottenuto dalla push-over.

4. r_z . Questa rotazione è riferita ai pilastri che sorreggono le travi e i tegoli. Questa è strettamente legata al tipo di connessione modellata. Infatti si vede come i valori aumentano più ci si avvicina ad avere un collegamento fisso, cioè a cerniera. Questo è ovvio, in quanto più la connessione è resistente, più c'è sforzo tagliante passante che contribuisce a far crescere il momento alla base del pilastro. Questo andamento è ben visibile dagli istogrammi sopra riportati, e si vede come il limite elastico è facilmente superato.

A questo punto, si è deciso di focalizzare l'attenzione su i due parametri D_y e r_z , che danno problemi di superamento dei limiti richiesti. In particolare ora si proseguirà la trattazione, seguendo il metodo del performance-based design, con la costruzione delle curve log-normali di questi due parametri. In questo modo si potranno fare altre considerazioni e proseguire con la valutazione dell'edificio allo stato di fatto.

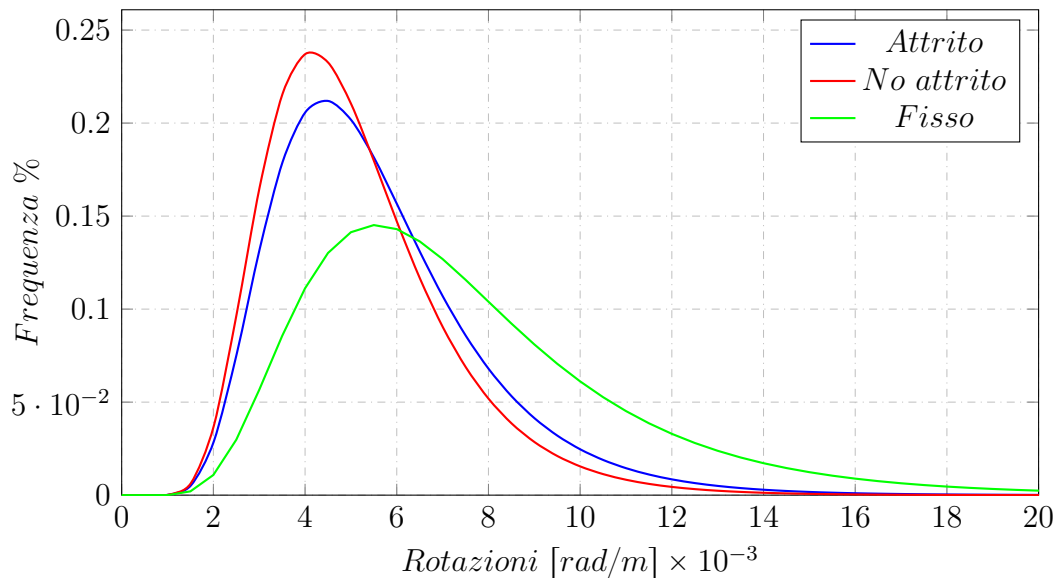


Figura 3.54: Distribuzioni di frequenza delle rotazioni r_z , $T_R = 2500$ anni

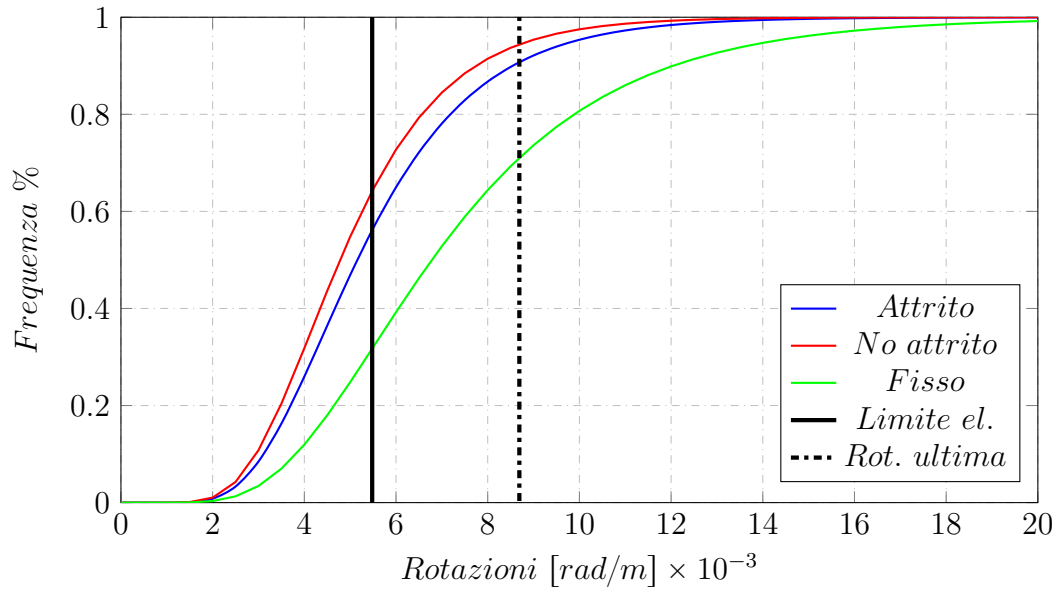


Figura 3.55: Curve di pericolosità per le rotazioni r_z , $T_R = 2500$ anni

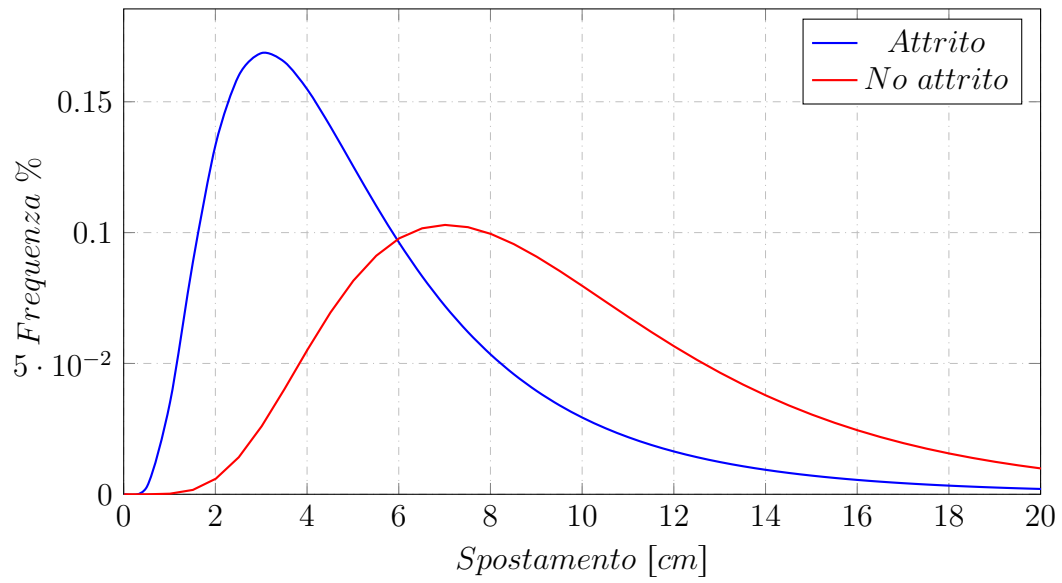


Figura 3.56: Distribuzioni di frequenza degli spostamenti in direzione y , $T_R = 2500$ anni

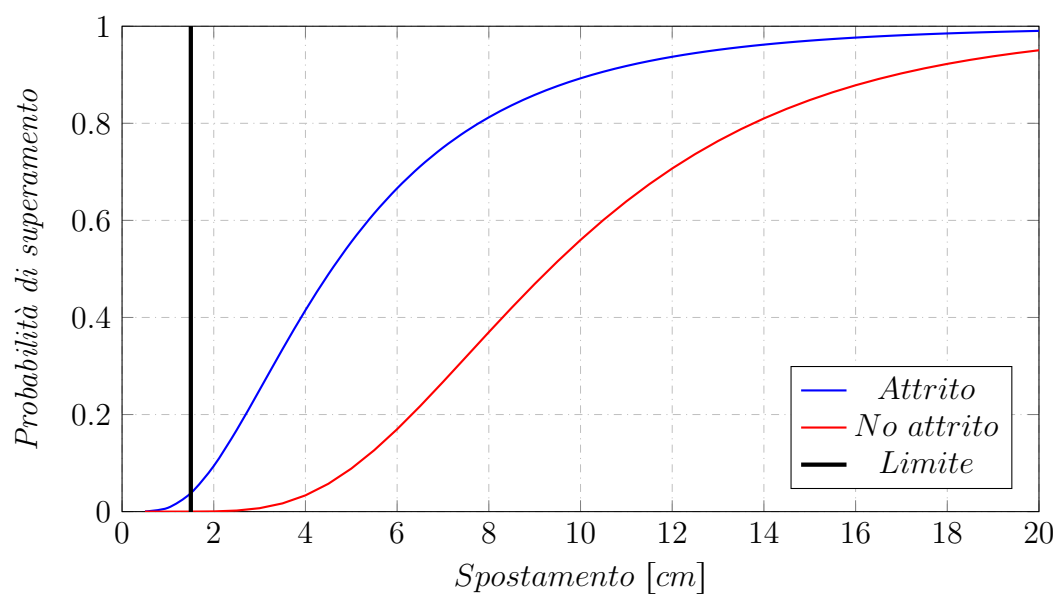


Figura 3.57: Curve di pericolosità per gli spostamenti in y , $T_R = 2500$ anni

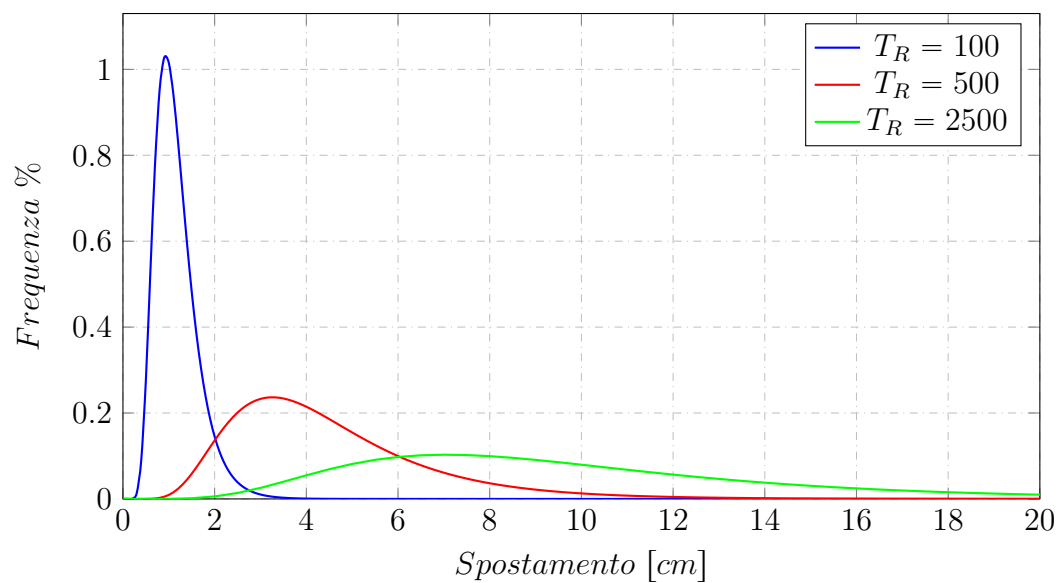


Figura 3.58: Distribuzioni di frequenza degli spostamenti in direzione y per vari T_R , attrito nullo

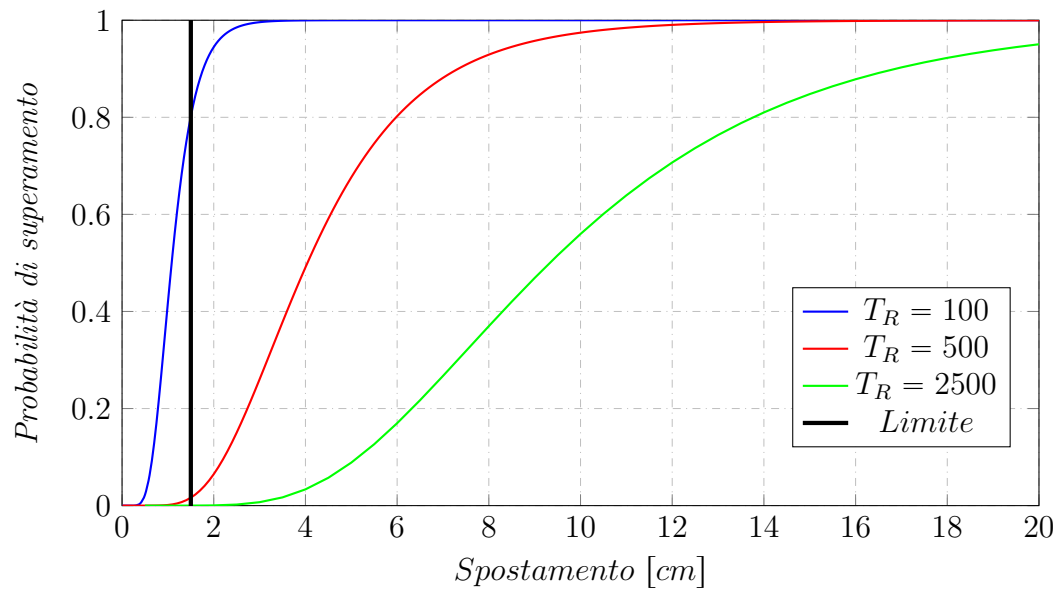


Figura 3.59: Curve di pericolosità per gli spostamenti in y per vari T_R , caso con attrito nullo

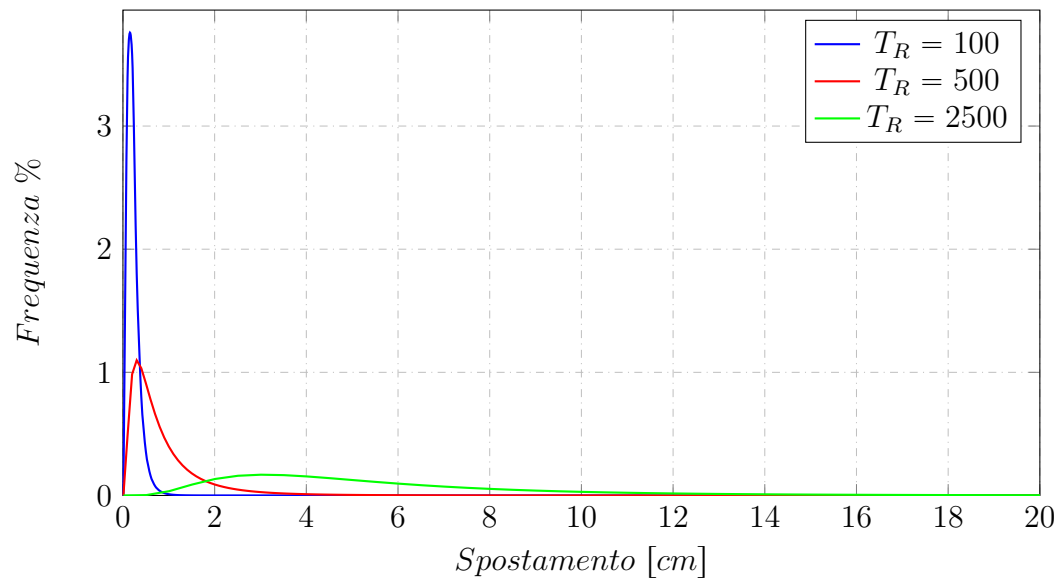


Figura 3.60: Distribuzioni di frequenza degli spostamenti in direzione y per vari T_R , attrito costante

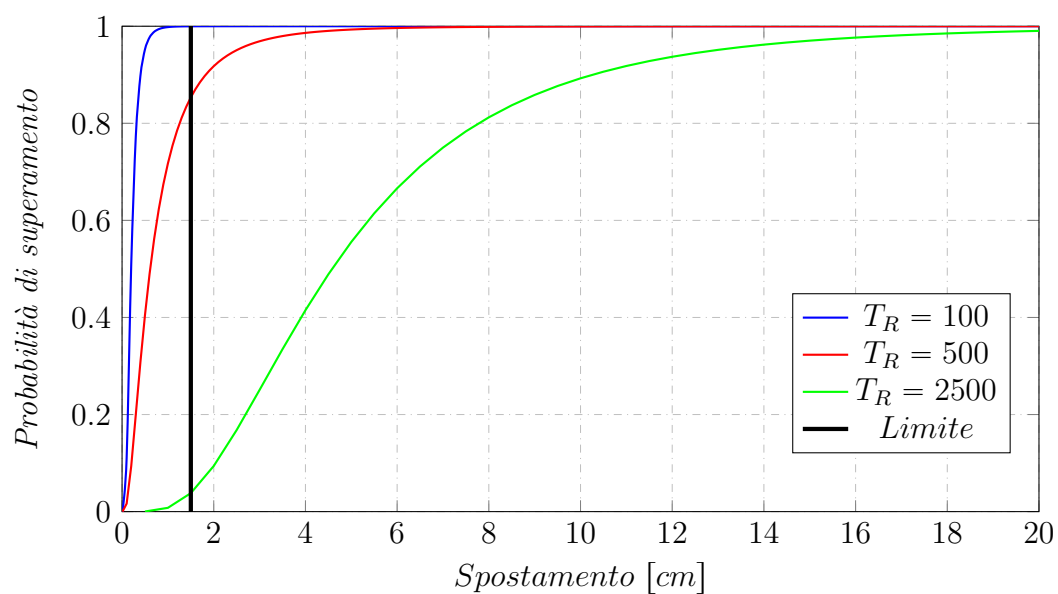


Figura 3.61: Curve di pericolosità per gli spostamenti in y per vari T_R , caso con attrito costante

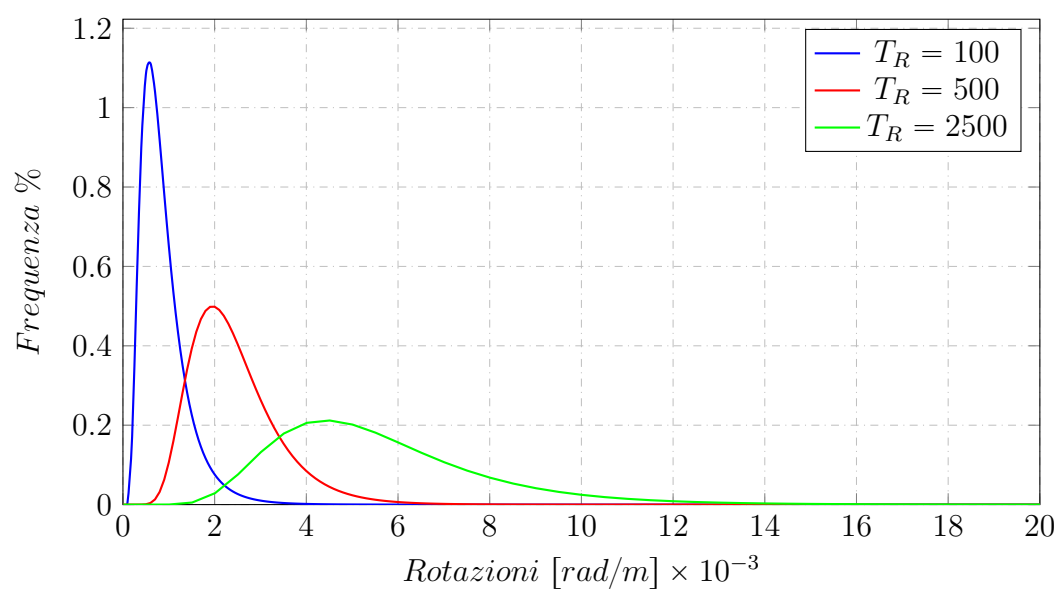


Figura 3.62: Distribuzioni di frequenza delle rotazioni r_z per vari T_R , caso con attrito costante

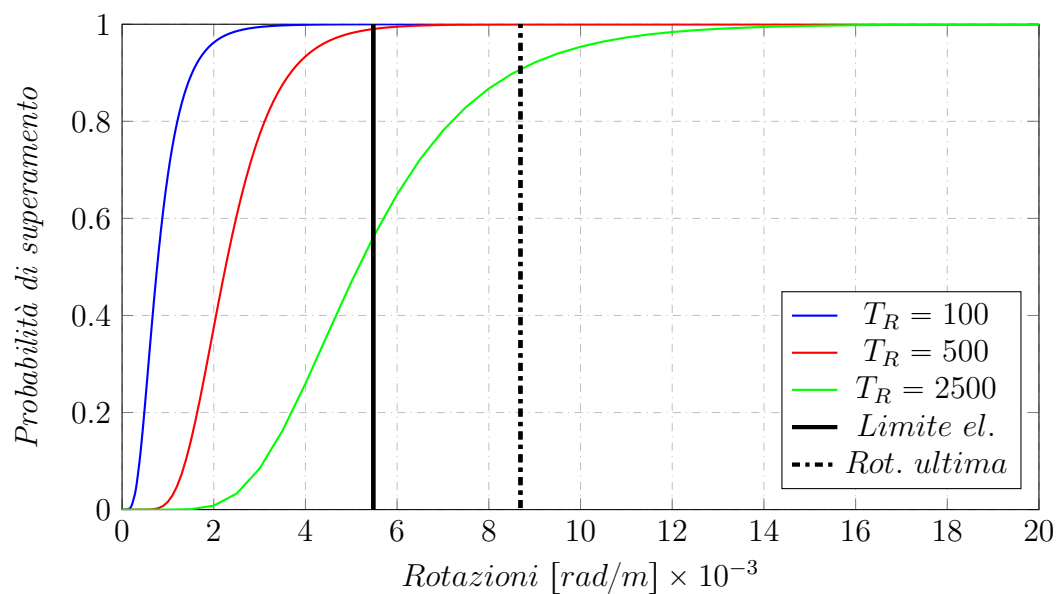


Figura 3.63: Curve di pericolosità per le rotazioni r_z per vari T_R , caso con attrito costante

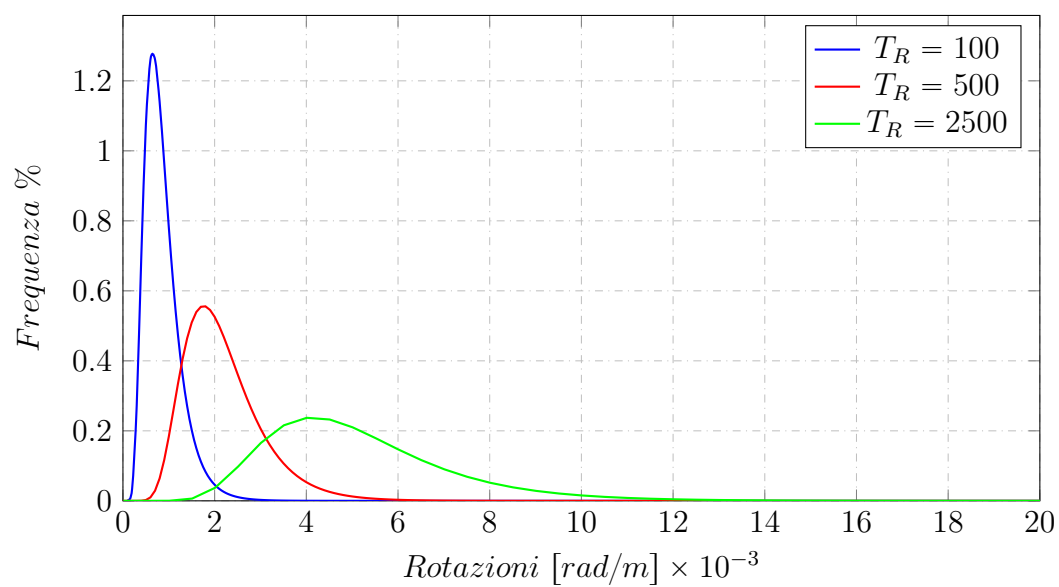


Figura 3.64: Distribuzioni di frequenza delle rotazioni r_z per vari T_R , caso con attrito nullo

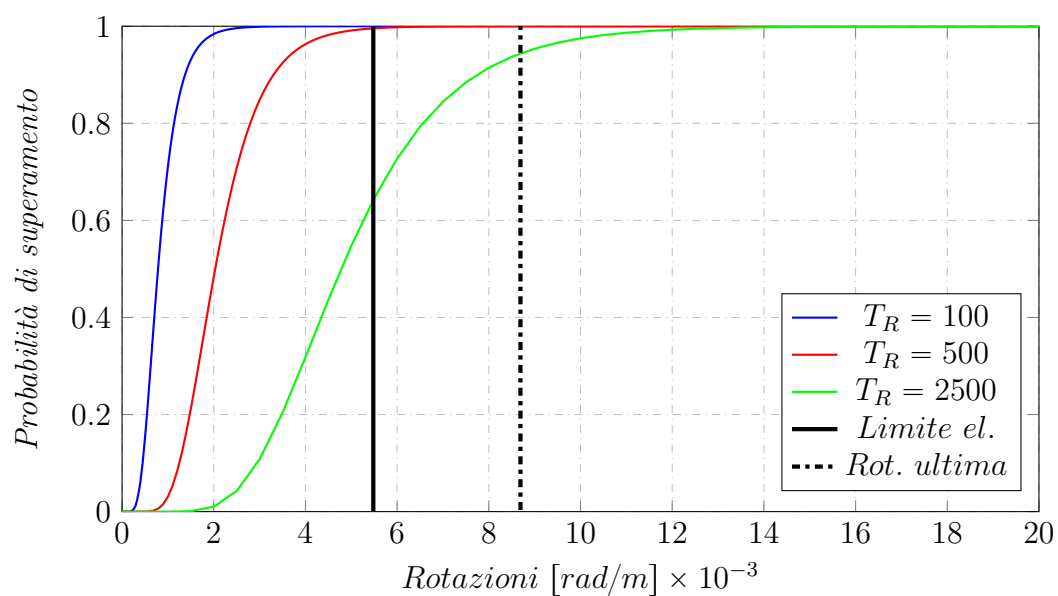


Figura 3.65: Curve di pericolosità per le rotazioni r_z per vari T_R , caso con attrito nullo

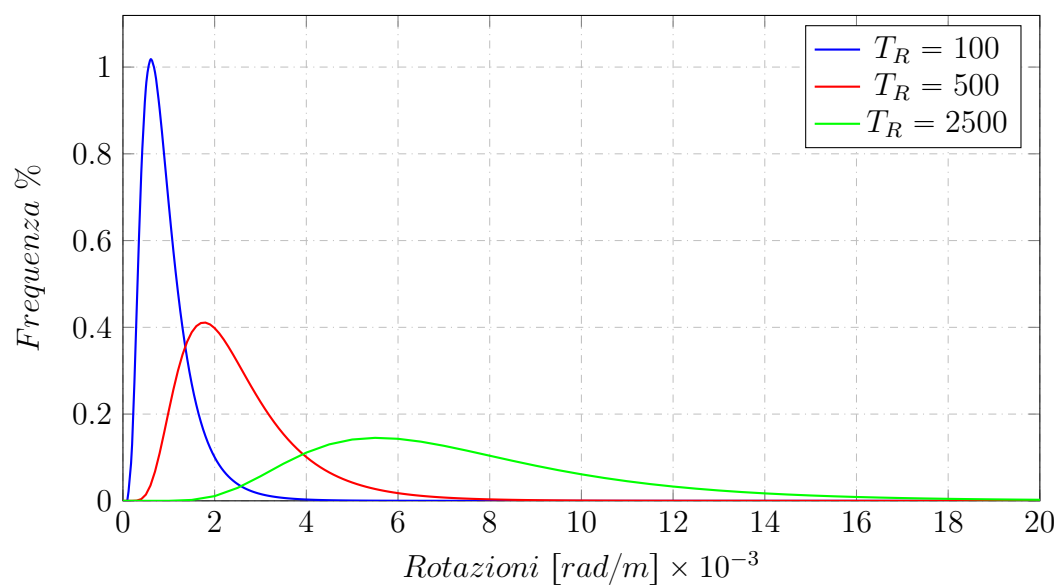


Figura 3.66: Distribuzioni di frequenza delle rotazioni r_z per vari T_R , caso con collegamenti fissi

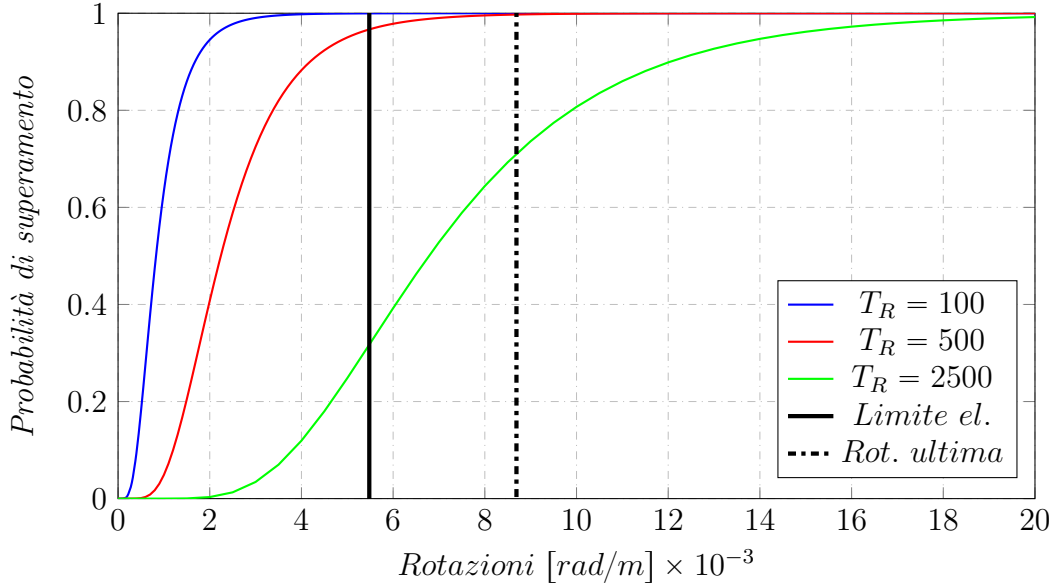


Figura 3.67: Curve di pericolosità per le rotazioni r_z per vari T_R , caso con collegamenti fissi

Come visto dagli istogrammi, anche nelle curve log-normali costruite si vede l'andamento dei parametri nei vari tempi di ritorno e in base al tipo di modellazione scelta.

Si vede come gli spostamenti relativi trave-tegolo aumentano con il tempo di ritorno ed hanno un valore più elevato nel caso di modellazione con collegamento senza attrito a parità del T_R considerato. Analogo l'andamento per le rotazioni alla base del pilastro. Si ricorda che i due parametri sono strettamente collegati tra loro.

Oltre a questi andamenti comunque ovvi, dovuti a semplici considerazioni, con queste curve si può notare anche un altro fatto. Si nota infatti che con l'aumentare del tempo di ritorno oltre ad un valore medio più alto, si ha anche una deviazione standard più elevata. Questa si nota sia nelle curve di distribuzione che cumulative. Una σ inferiore da infatti alla prima curva un picco molto elevato vicino al valore medio, la seconda presenta un range molto limitato tra i valori 0 e 1. Una σ più elevata invece da l'effetto contrario.

Si nota infatti che le curve verdi, associate a $T_R = 2500$ anni, non presentano un picco attorno al valore medio e la curva cumulativa è ben distante dall'essere

quasi verticale (indice di una bassa deviazione standard).

Scelti i parametri ingegneristici di interesse e avendoli analizzati per vari tempi di ritorno, è possibile dare una valutazione sullo stato di fatto dell'edificio. Si possono fare ulteriori valutazioni riguardo i limiti di spostamento trave-tegolo, imposto a 1.5 cm , e di rotazione di snervamento e ultima alla base del pilastro negli istogrammi sopra riportati.

Dai grafici sopra riportati si possono trarre le seguenti conclusioni:

Spostamenti D_y . Con l'aumentare del T_R i valori aumentano. L'analisi condotta considerando attrito nullo da valori accettabili e sotto il limite richiesto solo per $T_R = 100\text{ anni}$, mentre quando si considera attrito costante anche per $T_R = 500\text{ anni}$ i valori sono accettabili.

Rotazione r_z . Anche qui si distinguono i vari casi analizzati e si nota ovviamente un andamento crescente con il T_R . Nel caso di attrito nullo e costante non ci sono problemi, in quanto mediamente la rotazione risulta inferiore a quella di snervamento, questo è dovuto al passaggio di poche forze nel collegamento tegolo-trave. Nel modello con collegamenti fissi le rotazioni superano quelle di snervamento ma mediamente non vanno oltre quelle ultime.

Queste considerazioni ci fanno capire come un intervento nell'edificio esistente sia fondamentale, in quanto allo stato di fatto può presentare delle situazioni che possono portare a danni elevati alla struttura. Si procederà dunque nei paragrafi successivi cercando di individuare un intervento possibile in modo da avere un controllo su quello che può avvenire in caso di evento sismico.

Capitolo 4

Miglioramento sismico

Dalle conclusioni tratte in precedenza si è visto come allo stato di fatto il capannone presenta dei problemi in caso di evento sismico, ed è quindi necessario un intervento che porti ad un miglioramento o adeguamento sismico. I due differenti tipo di intervento si differenziano per i seguenti motivi:

Miglioramento

Sono interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle presenti norme;

Adeguamento

Interventi atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme.

Si procederà dunque ripetendo l'analisi della struttura, modellata come nei casi precedenti ma con una connessione duttile fra tegolo e trave. Si è infatti visto come non è possibile affidare interamente all'attrito la dissipazione dell'energia sismica perchè gli spostamenti relativi che si manifestano sono troppo elevati, ed inoltre bloccare trave e tegolo in modo da impedire spostamenti relativi è troppo gravoso per la base dei pilastri, che vengono soggetti a rotazioni plastiche.

Si assegnerà dunque alla connessione duttile vari valori di forza di snervamento (che risulterà una % della massima passante) e si vedrà come cambia il comportamento della struttura con questi nuovi collegamenti. Si cercherà

di trovare la forza che limiti gli spostamenti relativi in copertura e che non faccia superare la rotazione di snervamento, o comunque la rotazione ultima, dei pilastri.

Si è visto infatti dalle curve cumulative sopra costruite che il comportamento della struttura soggetta ai due casi estremi di attrito nullo e connessioni fisse, limitano rispettivamente rotazioni alla base dei pilastri e spostamenti relativi tegolo-trave. Bisogna ora cercare la situazione intermedia ideale che dia valori accettabili di entrambi i parametri ingegneristici di interesse, in modo da poter valutare le perdite di denaro.

Quello che si farà è costruire le curve per ogni misura di interesse scelta, e confrontare per ognuno di questi i valori che si ricavano dai vari tipi di modellazione svolti. Una volta fatto questo e scelti i limiti, che non saranno altro che valori di rotazione alla base dei pilastri e spostamento relativo trave-tegolo massimo, si capirà se esiste la probabilità di avere danni o crolli del fabbricato oggetto di studio.

4.1 Analisi della struttura con intervento

La struttura è modellata sempre allo stesso modo, l'unico valore che varia è la rigidità del collegamento trave-tegolo. Il collegamento deve simulare meccanismi di dissipazione meccanici. Questi possono essere realizzati con piatti metallici, squadrette e piastre bullonate oppure funi d'acciaio. A questi si accoppia un rinforzo al pilastro che può essere ottenuto tramite incravattatura o fasciatura con guaine fibrorinforzate. È opportuno che questi meccanismi siano gli unici a cui si fa affidamento per la dissipazione di energia, in questo modo il comportamento è controllato, e vista la facilità di posa in opera è anche possibile la sostituzione di eventuali collegamenti snervati. Oltre alla facilità e velocità di applicazione, questi dispositivi non modificano lo schema statico nativo della struttura.

Dalle analisi svolte nel caso di collegamenti fissi è stato possibile valutare la massima forza passante tra tegolo e trave. Questa sarà la forza di cui verrà considerata quota parte per le analisi successive. Questi valori sono stati considerati per un $T_R = 2500 \text{ anni}$. Le analisi successive e l'adeguamento si

faranno basandosi infatti su questo tempo di ritorno, si è visto precedentemente infatti come i valori di spostamento e rotazione che si ottengono in questo caso non sono accettabili.

EVENTO	1	2	3	4	5	6	7
FORZA [kN]	12.72	11.31	12.99	9.89	7.01	9.09	8.06
MEDIA [kN]	10.15						

Tabella 4.1: *Sollecitazioni massime nel collegamento tegolo-trave*

Il valore medio di 10.15 kN ottenuto è quello considerato come valore massimo, di cui si considera dal 0% al 100%. Ovviamente più bassa è la percentuale e più ci aspettiamo un comportamento simile a quello di mancanza di attrito, in analogo più la percentuale è alta e più ci avviciniamo ad un comportamento che rispecchia quello con collegamenti fissi.

Il link che simula il comportamento reale del dispositivo dissipativo ha una forma elasto-plastica perfetta. Questo perchè non è possibile inserire un collegamento senza parte elastica iniziale. La rigidezza si calcola considerando uno spostamento all'inizio della fase plastica pari ad 1 mm . Le analisi di seguito condotte presentano valori di forza e rigidezza come si può vedere dalla tabella seguente.

CASO	r_s	FORZA
0	0%	0 kN
1	10%	1 kN
2	20%	2 kN
3	30%	3 kN
4	40%	4 kN
5	50%	5 kN
6	60%	6 kN
7	70%	7 kN
8	80%	8 kN
9	90%	9 kN
10	100%	10 kN

Tabella 4.2: *Forze di snervamento dei nuovi collegamenti*

Il valore r_s indica il rapporto di snervamento, ossia il rapporto tra la forza considerata e quella totale di 10.15 kN .

In seguito vengono riassunti i risultati in modo tabellare e grafico.

Si vede come la mancanza di attrito porta ad avere spostamenti relativo tegolo-trave elevati. Lo spostamento relativo tende ad annullarsi per valori di r_s elevati, in quanto ci si avvicina ad una situazione di collegamenti fissi.

La rotazione assoluta presenta un valore elevato nel caso di mancanza di collegamento. Questo è imputabile al fatto che la modellazione tiene conto anche dei pannelli, il cui peso non è trascurabile, e il contributo smorzante di un eventuale collegamento trave-tegolo non è presente. Questo fa sì che è alla base dei pilastri che si concentra la dissipazione di energia. Si vede poi come i valori di rotazione tendono ad aumentare partendo da $r_s = 10\%$ poichè aumentando questo fattore si arriva ad avere come nel caso precedente la dissipazione concentrata alla base dei pilastri, con l'aggiunta del peso della copertura che in questo caso risulta essere connessa alla struttura.

CASO	r_s %	r_z [10^{-3} rad/m]	μ_z	D_y [cm]
0	0	5.05	0.93	10.13
1	10	3.40	0.58	6.04
2	20	4.46	0.76	4.30
3	30	5.75	0.98	3.15
4	40	6.47	1.11	2.29
5	50	6.98	1.19	1.42
6	60	7.25	1.24	0.86
7	70	7.32	1.25	0.51
8	80	7.34	1.25	0.30
9	90	7.34	1.25	0.20
10	100	7.35	1.25	6.04

Tabella 4.3: *Spostamenti relativi tegolo-trave e rotazioni medie con varie forze di snervamento*

Dalle curve appena costruite si vede come per una percentuale maggiore del 50% i valori di spostamento tegolo-trave e le rotazioni sono sotto i limiti richiesti. L'analisi a questo punto si può ritenere conclusa, dicendo che ci si aspetta la formazione della cerniera plastica alla base del pilastro in caso

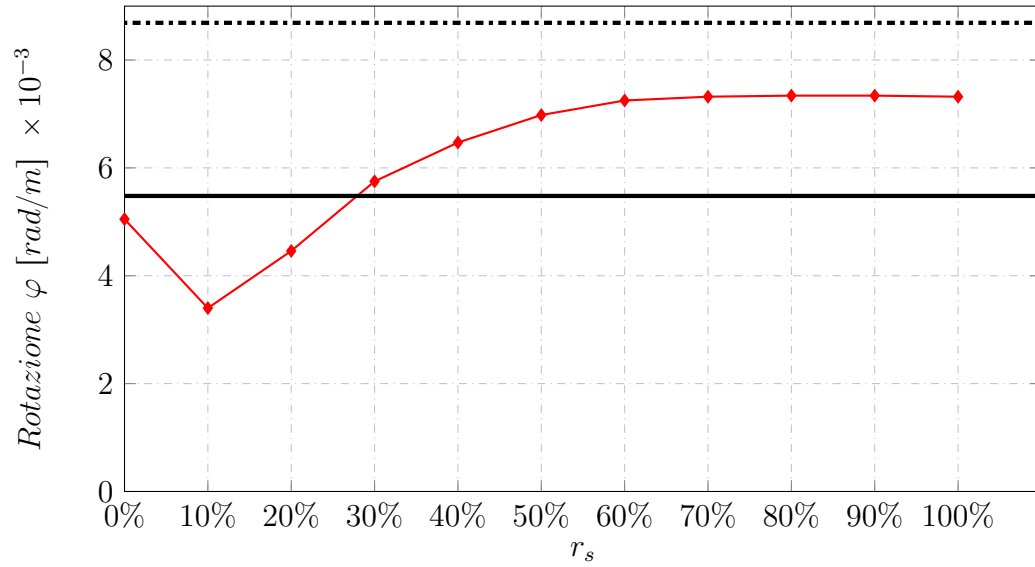


Figura 4.1: Valori medi di r_z per le varie forze di snervamento

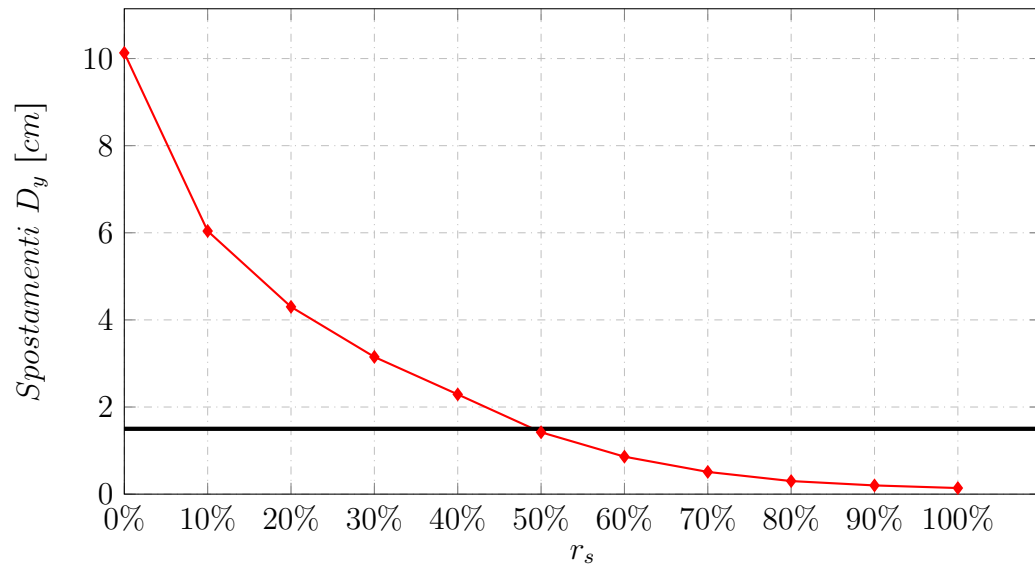


Figura 4.2: Valori medi di D_y per le varie forze di snervamento

di evento sismico di una data entità, che però non dà mediamente luogo a fenomeni di collasso.

Con il metodo performance-based design vediamo invece come altri fattori vengono considerati nell'analisi dell'edificio e sarà quindi possibile trarre altre conclusioni e fare considerazioni più specifiche, in modo da giustificare il

motivo e le modalità dell'intervento scelto.

Si riportano dunque le curve di distribuzione e cumulative log-normali per tutti e 10 i valori di r_s considerati.

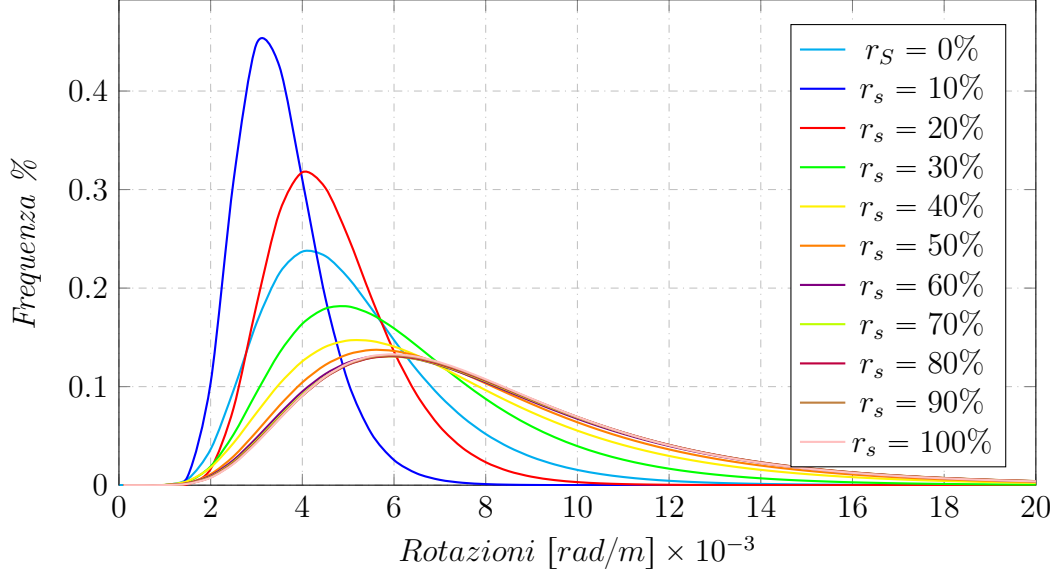


Figura 4.3: Distribuzioni di frequenza per le rotazioni r_z per le varie forze di snervamento

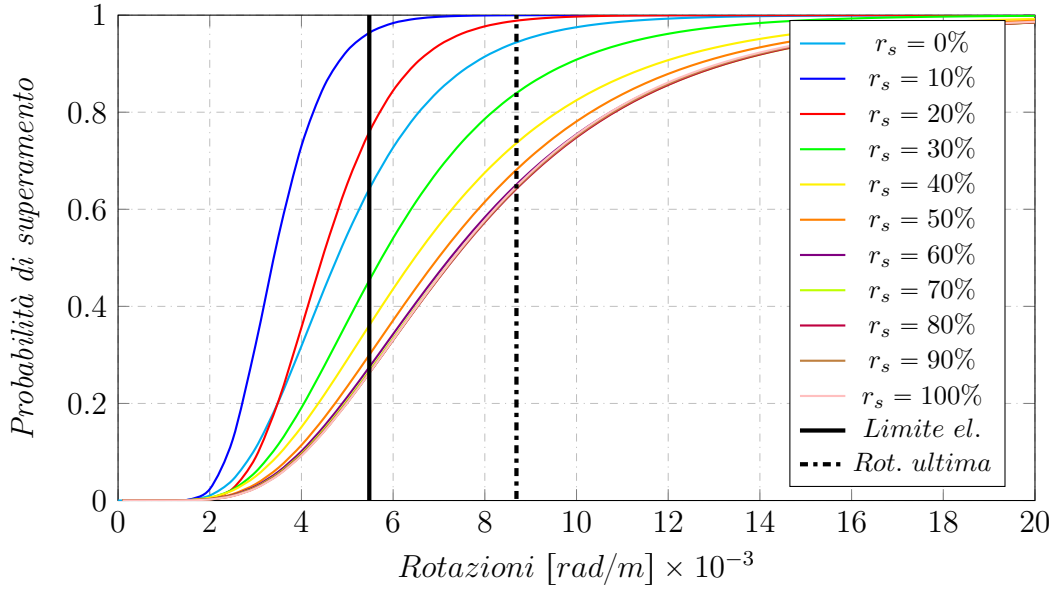


Figura 4.4: Curve cumulative per le rotazioni r_z per le varie forze di snervamento

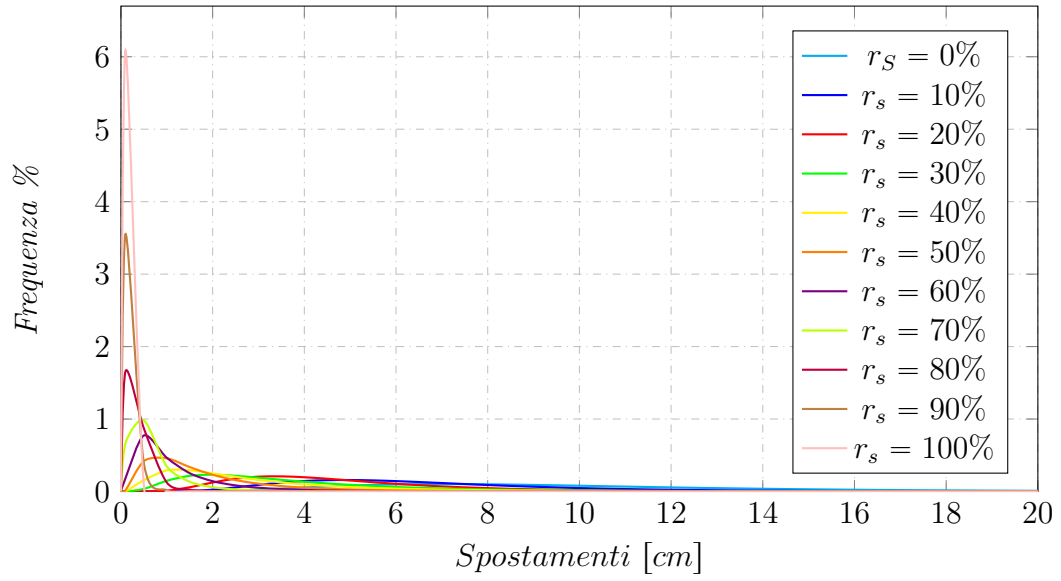


Figura 4.5: Distribuzioni di frequenza per gli spostamenti D_y per le varie forze di snervamento

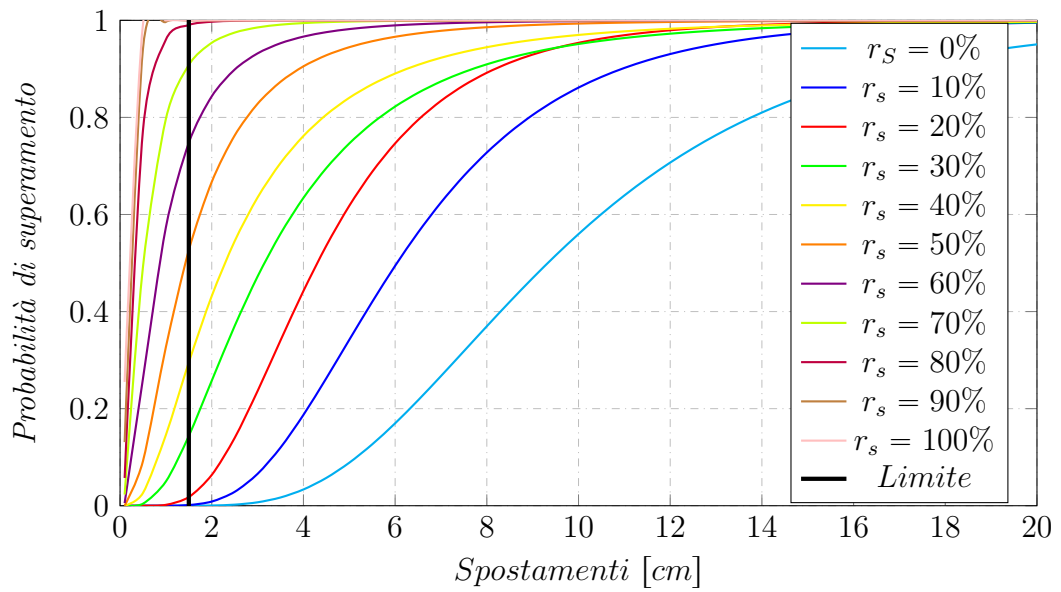


Figura 4.6: Curve cumulative per gli spostamenti D_y per le varie forze di snervamento

4.2 Analisi del danno

Una volta terminate le varie analisi Time History per i vari casi si può proseguire con l'analisi del danno.

Come discusso in precedenza le due misure di interesse utili per la valutazione dell'edificio sono *spostamenti relativi tegoli-trave* e *rotazione alla base dei pilastri*.

Proseguendo con il metodo basato sul performance-based design ora si passa alla costruzione delle curve di pericolosità. Queste curve seguono una distribuzione log-normale. Infatti si è visto dopo svariata applicazione che quest'ultima rappresenta bene il fenomeno.

Il motivo per cui si fa riferimento ad una distribuzione continua di valori e non al loro valore medio è che si vuole capire la probabilità che un dato valore possa essere superato. Infatti anche se il valore medio è sotto ad un determinato limite scelto, la probabilità di eccedere questo va ad influire sugli eventuali costi di recupero dopo un evento.

Con la costruzione delle curve verrà chiarito di più il concetto e si avrà un riscontro grafico dei limiti scelti.

Componente	Livello di danno	EDP	Media	D.S.
Strutturale	Lieve	r_z	5.48	0.2
	Moderato	r_z	7	0.2
	Collasso	r_z	8.49	0.2
	Lieve	D_y	1.5	0.2
	Moderato	D_y	5	0.2
	Collasso	r_z	10	0.2

Tabella 4.4: *Media e deviazione standard dei vari EDP per vari livelli di danno*

I valori corrispondenti ai danni lievi fanno riferimenti ai limiti inferiori definiti sopra. I livelli di danno moderati sono stati valutati in base al comportamento globale della struttura. Il valore associato al collasso è invece stato definito considerando la rotazione ultima data da normativa e sopra calcolata.

Le curve si presentano con la consueta forma:

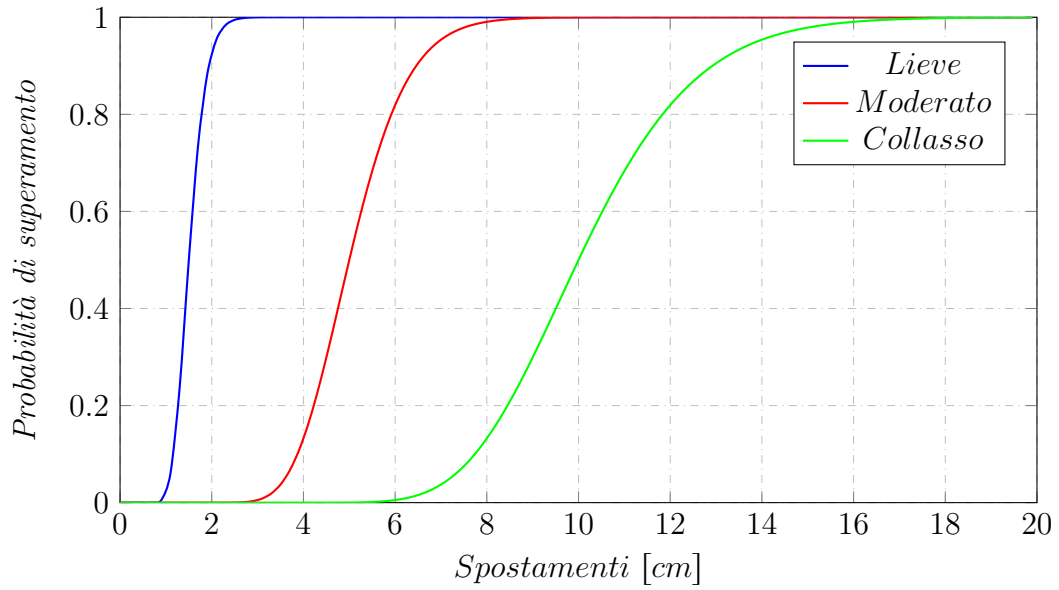


Figura 4.7: Curve di fragilità per gli spostamenti $P(DM_k|EDP_1^i)$

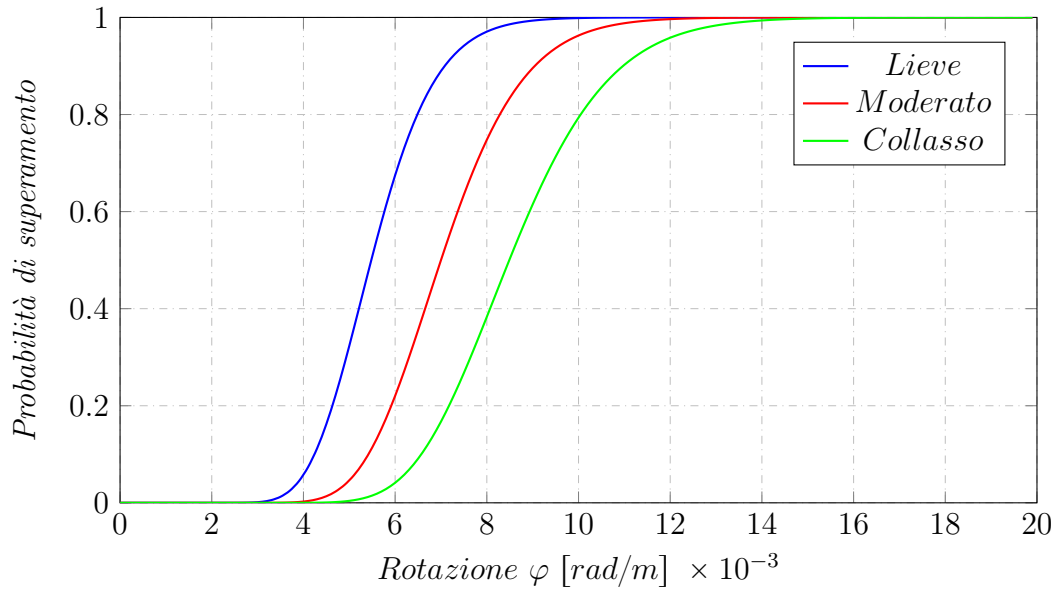


Figura 4.8: Curve di fragilità per le rotazioni $P(DM_k|EDP_2^i)$

A questo punto è possibile fare alcune nuove considerazioni. Le curve log-normali costruite durante l'analisi della struttura ci danno infatti maggiori indicazioni rispetto ai grafici dove viene riportato il solo valore medio.

Abbiamo infatti indicazioni sulla probabilità che venga superato un determinato valore, e questo è fondamentale per il proseguo dell'analisi basata sul performance-based design.

Si procederà la trattazione considerando le curve ottenute per $r_s = 50\%$. L'analisi del valore medio è stato utile per avere indicazioni di massima sull'andamento dei valori, ma quello che a noi interessa è ora trovare le probabilità di superamento dei valori. Si costruiranno adesso dei grafici dove si riportano la probabilità di eccedenza di un valore $P(X)$, e la probabilità che avvenga $p(X)$. Nei grafici seguenti risulterà più chiara la definizione.

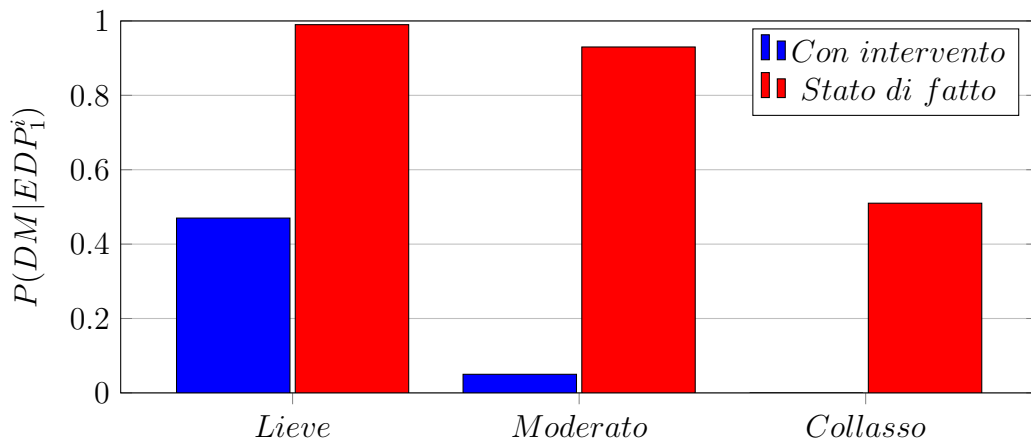


Figura 4.9: Probabilità di eccedenza per D_y

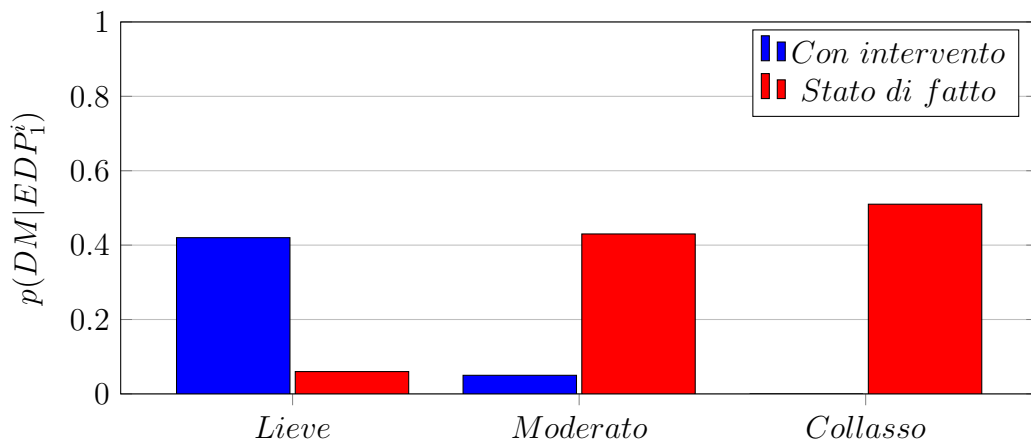


Figura 4.10: Probabilità di accadimento per D_y

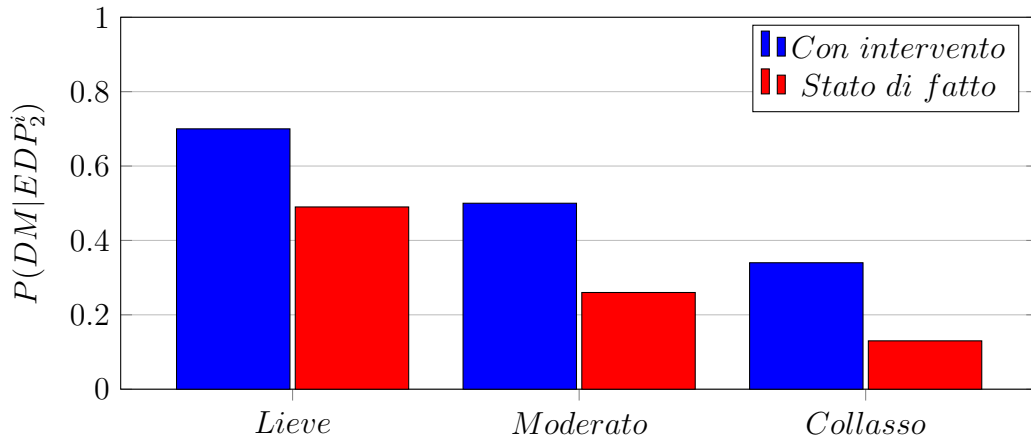


Figura 4.11: Probabilità di eccedenza per r_z

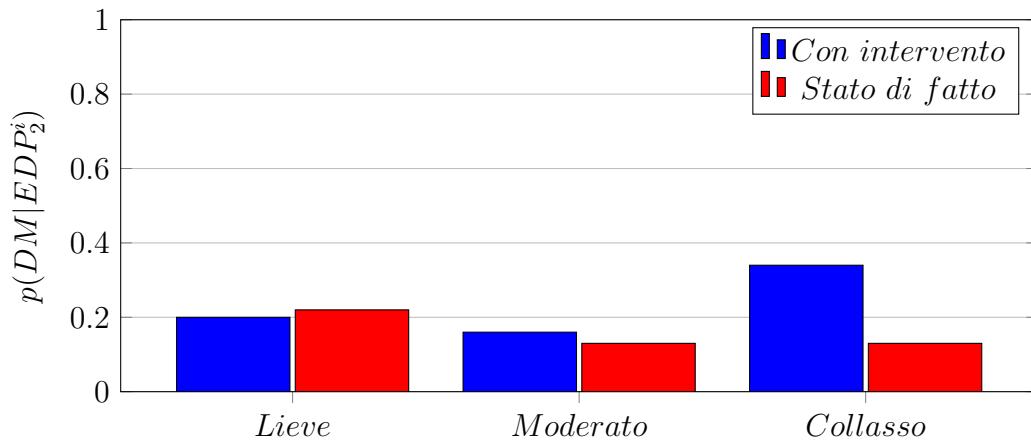


Figura 4.12: Probabilità di accadimento per r_z

Ora sono stati costruiti tutte le curve che il procedimento richiede in questo step di analisi del danno. Abbiamo infatti le curve di probabilità dei danni possibili, definite da noi, e le probabilità di eccedenza e di accadimento dei parametri ingegneristici di interesse che derivano dall'analisi della struttura. Ora è possibile proseguire nell'ultima parte, l'analisi delle perdite, che è il punto forse di più interesse di questa trattazione.

4.3 Analisi delle perdite

Per quanto riguarda le possibili perdite che possono avvenire in una struttura, come abbiamo descritto in precedenza, incontriamo varie voci. Nel caso scelto si considerano le perdite dal punto di vista monetario, queste sono quelle che definiremo poi variabile decisionale DV . Queste vengono racchiuse in una curva che comprende i costi di intervento e gli eventuali tempi di inagibilità. Non si fanno infatti ipotesi su possibili merci o macchinari all'interno dell'edificio.

Quello che si fa è associare ad ogni livello di danno sopra definito una perdita in percentuale sul valore totale dell'edificio. In questo modo non è necessario fare una stima, seppur approssimata, della costruzione.

I vari passaggi necessari per la costruzione della curva delle perdite verranno riportati esclusivamente per il caso dell'edificio analizzato con l'intervento. Alla fine verrà riportata in ogni caso la curva del caso di struttura allo stato di fatto per vedere come varia.

Riportiamo in un primo momento questi valori in forma tabellare, e poi sotto forma di curva log-normale.

Componente	Livello di danno	EDP	Media	D.S.
Strutturale	Lieve	r_z	20	0.2
	Moderato	r_z	50	0.2
	Collasso	r_z	100	0.2
	Lieve	D_y	10	0.2
	Moderato	D_y	40	0.2
	Collasso	D_y	100	0.2

Tabella 4.5: *Media e deviazione standard delle perdite in % per vari livelli di danno*

Per continuare con la notazione proposta dal *FIB* nella sua trattazione sul performance-based design basata sulle formulazioni del *PEER* riportiamo ora le curve di probabilità $P(DV_j^n | DM_k)$ dove j indica l'*EPD*.

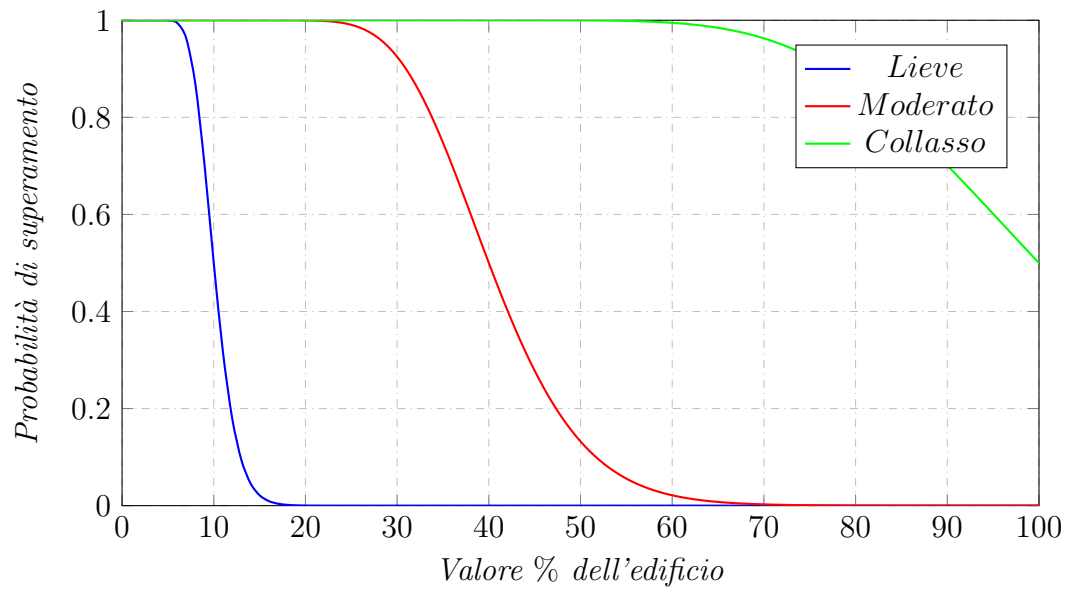


Figura 4.13: Curve di perdita per gli spostamenti $P(DV_1^n | DM_k)$

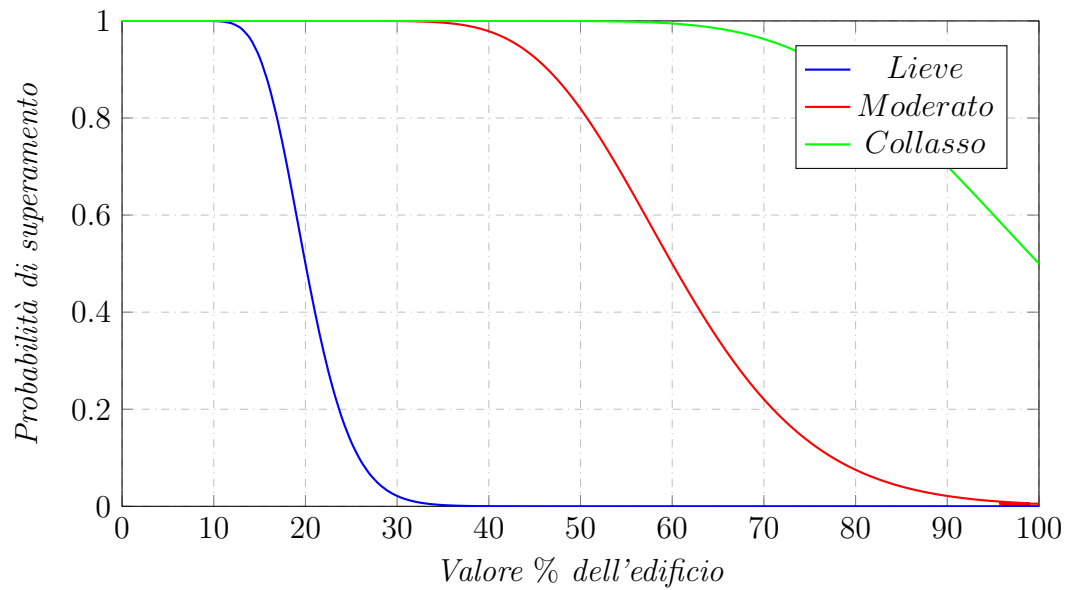


Figura 4.14: Curve di perdita per le rotazioni $P(DV_1^n | DM_k)$

Il fatto che la curva di collasso porti a valori di perdita maggiori rispetto al 100% del valore totale dell'edificio è dato dal fatto che è opportuno considerare la deviazione standard, indice di errore sulle considerazioni fatte.

Il secondo passo, una volta definite le funzioni di perdita è quello di determinare la probabilità di eccedenza dell' n -esimo valore della variabile di decisione. Si calcolano dunque le curve $P(DV_j^n | EDP_j^i)$.

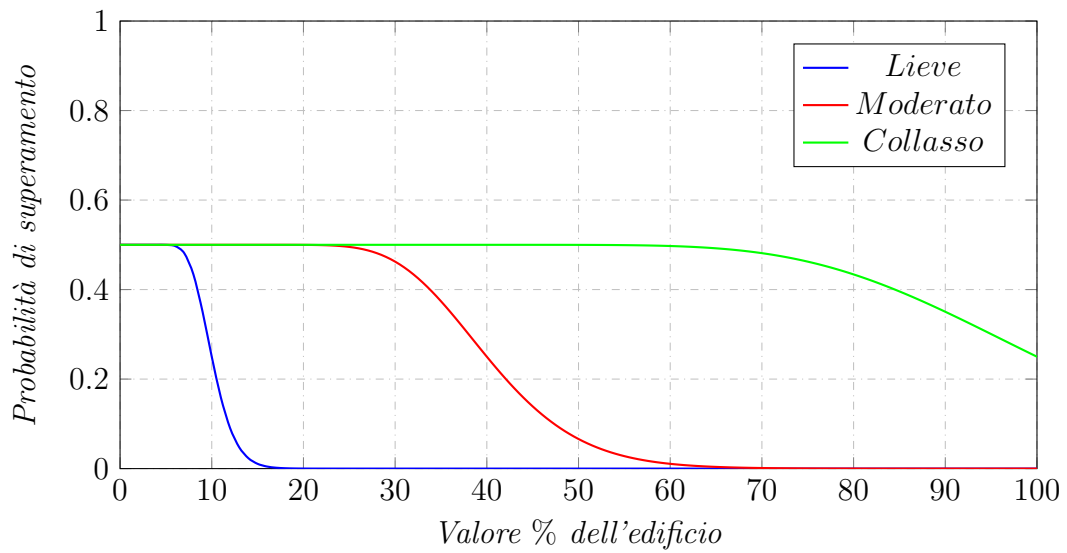


Figura 4.15: Curve di perdita per gli spostamenti $P(DV_1^n | EDP_1^i)$

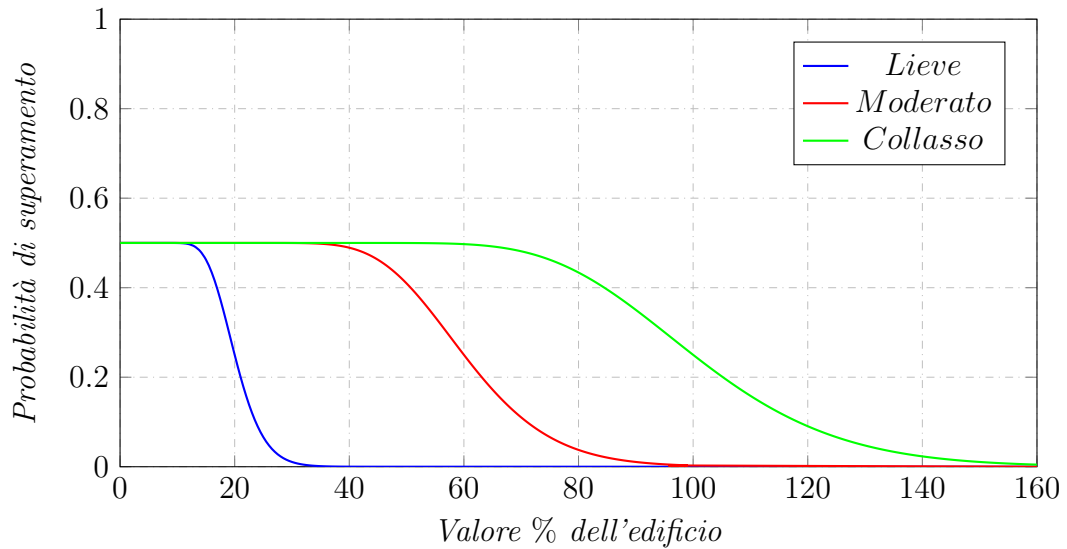


Figura 4.16: Curve di perdita per le rotazioni $P(DV_2^n | EDP_2^i)$

Il punto successivo consiste nel calcolare $P(DV_j^n|NC, IM_m)$ che sta ad indicare la probabilità d'eccedenza di un determinato valore nel caso di non collasso. Le curve risultano essere le seguenti:

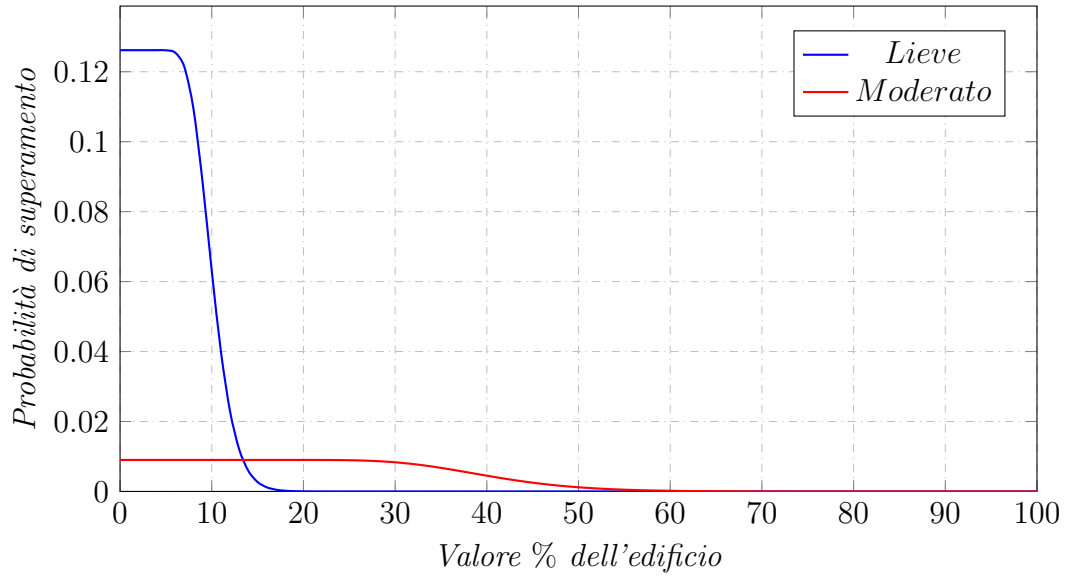


Figura 4.17: Curve di perdita per gli spostamenti $P(DV_1^n|NC, IM_1)$

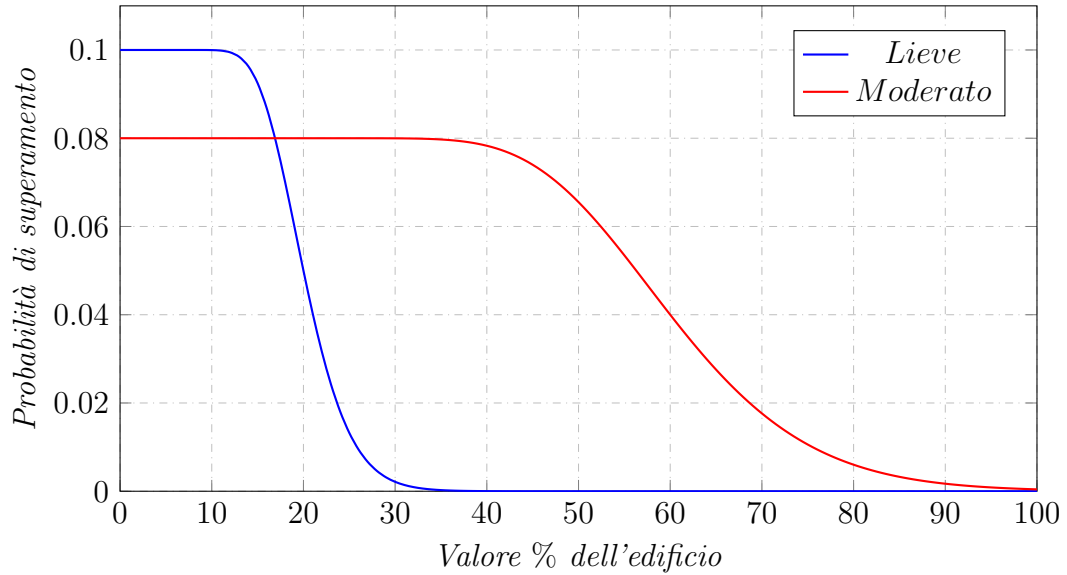


Figura 4.18: Curve di perdita per le rotazioni $P(DV_2^n|NC, IM_1)$

Il passo successivo consiste solo nel sommare le varie curve. Le curve singole corrispondenti ai vari livelli di danno e legati ai differenti parametri ingegneristici di interessi, una volta sommate, corrispondono ad una curva di perdita dell'intera struttura nel caso di non collasso. Quello che si ottiene è $P(DV^n|NC, IM_1)$.

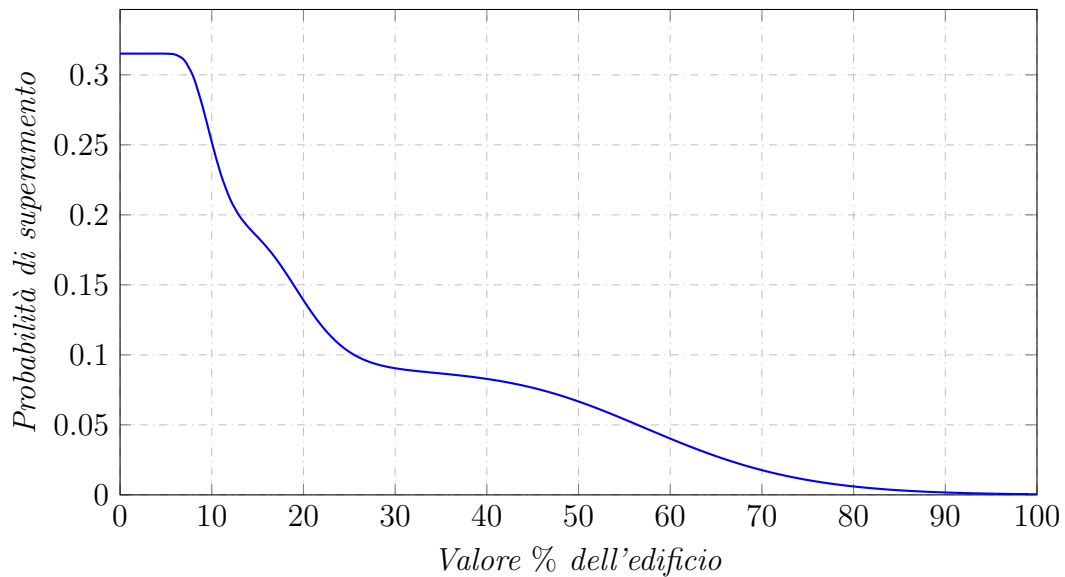


Figura 4.19: Curve di perdita per la struttura in caso di non collasso $P(DV^n|NC, IM_1)$

Nel passaggio successivo si troverà la curva totale di perdita della struttura considerando anche la quota parte di non collasso. Come scritto in precedenza si vede che si pesano i casi di C e NC considerando la probabilità di accadimento. La curva di perdita globale dell'edificio, considerando anche la percentuale di pericolo ottenuta tramite la disaggregazione.

Nella figura seguente è anche possibile dividere le quote parti di curva differenziando la parte associata al collasso della struttura e quella no. Le curve si presentano come nel seguente grafico.

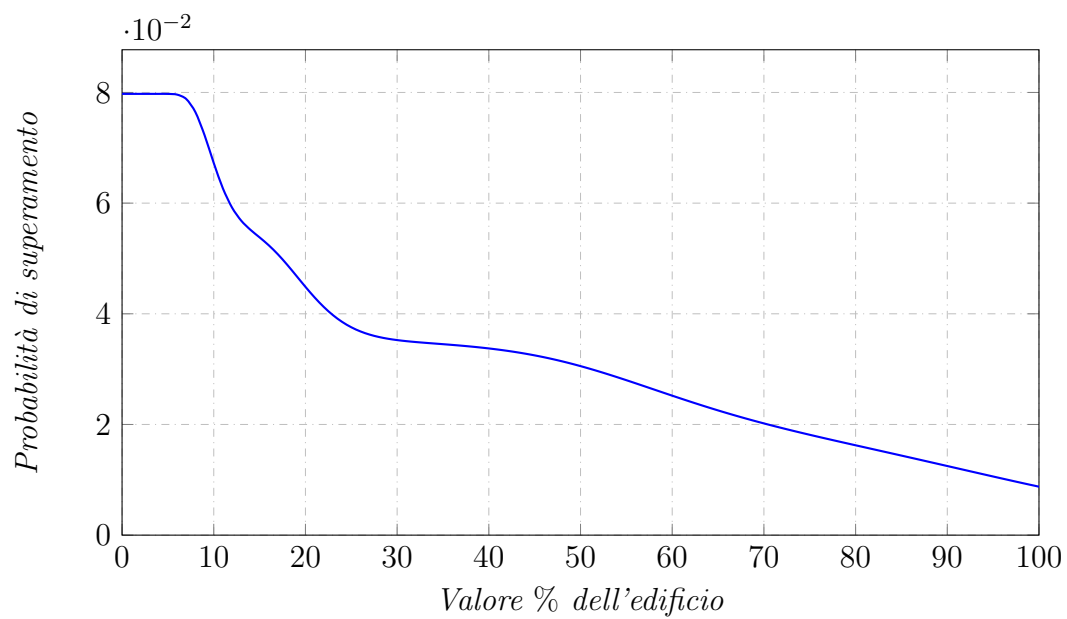


Figura 4.20: Curve di perdita globale della struttura $P(DV^n)$

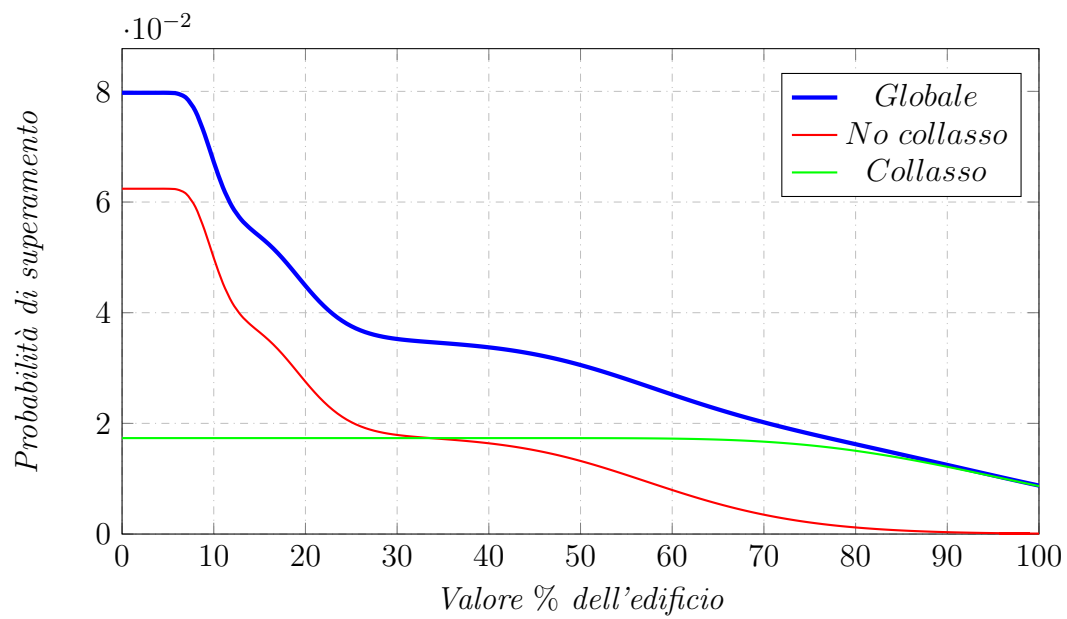


Figura 4.21: Curve di perdita globale della struttura $P(DV^n)$ e relative componenti

Infine si può riportare lo stesso grafico, però considerando la probabilità di eccedenza annuale per $T_R = 2500$ anni. Il grafico avrà la forma analoga,

ma i valori in ordinata saranno ovviamente più bassi.

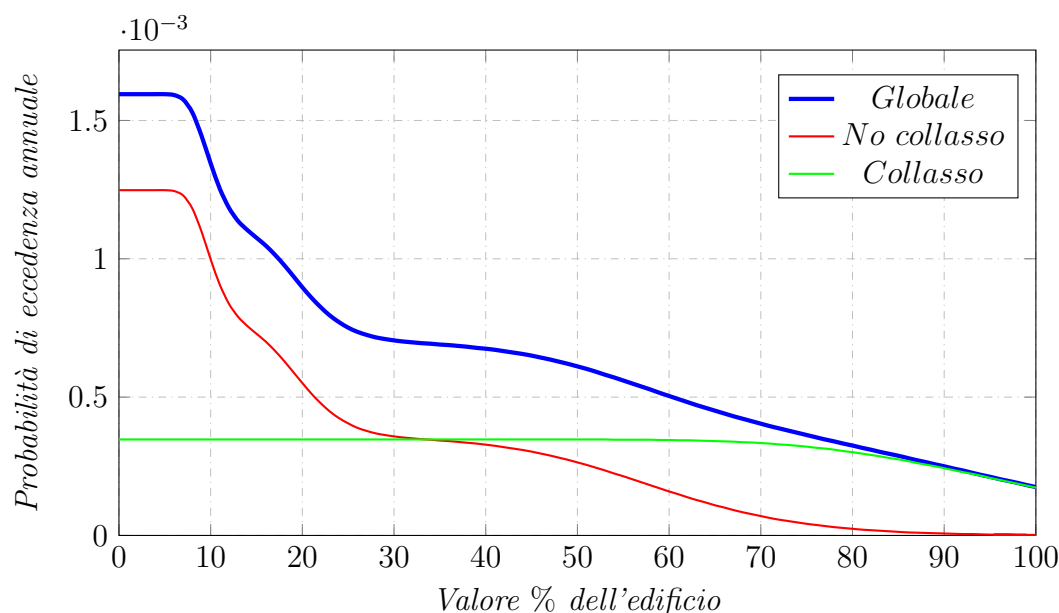


Figura 4.22: Curve di perdita globale della struttura $\lambda P(DV^n)$ e relative componenti, probabilità di eccedenza annuale

A questo punto il procedimento è terminato. La costruzione delle curve di perdita è infatti l'ultima fase del metodo proposto dal PEER.

È possibile dunque ora trarre le conclusioni dell'intervento da noi ipotizzato nell'edificio oggetto di studio. Dalle curve si vede la curva che rappresenta la quota parte di perdite date dal collasso (rappresentate in verde) diventa significativa dal 40% del valore dell'edificio. I valori potrebbero subire variazioni considerando altri tipi di intervento nella struttura, ad esempio il rafforzamento della base del pilastro in modo da aumentare la rotazione di snervamento e ultima.

A questo punto è compito del committente e dell'ingegnere trovare il giusto equilibrio di spesa per mettere in sicurezza l'edificio e accettare una data percentuale di possibilità di avere danni in caso di evento sismico. La spesa di retrofitting si può considerare come circa il 5% del valore totale dell'edificio. Alla curva di perdita totale bisogna dunque aggiungere questa aliquota, per considerare nelle perdite anche la spesa da sostenere per la messa in sicurezza

dell'edificio. Interessante è anche confrontare la curva di perdita prima e dopo l'intervento che ci da indicazioni sulla qualità dell'intervento.

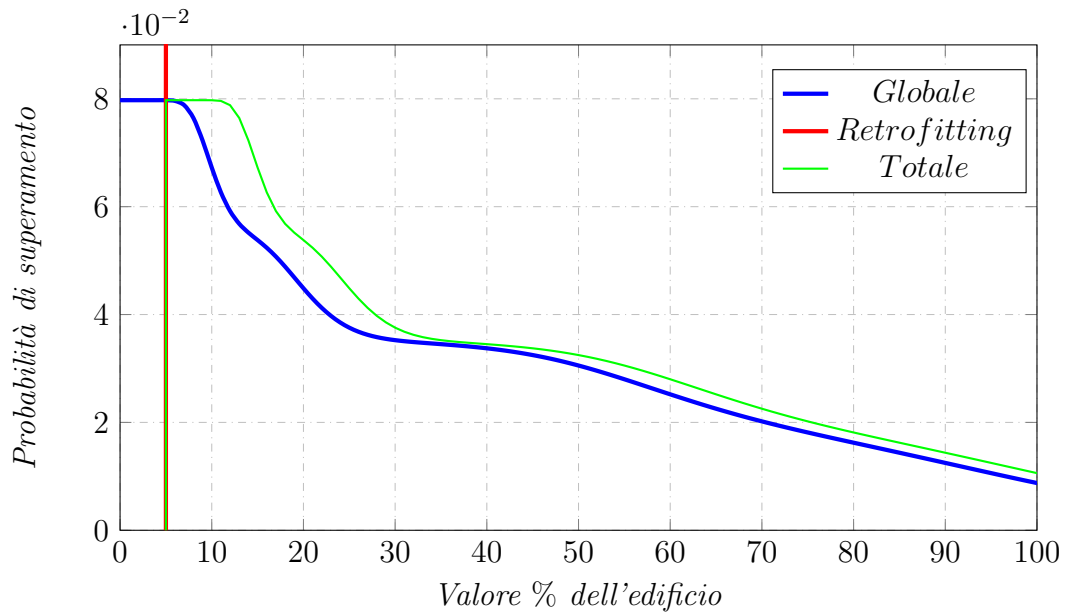


Figura 4.23: Curve di perdita globale della struttura $P(DV^n)$ compreso di costi di retrofitting

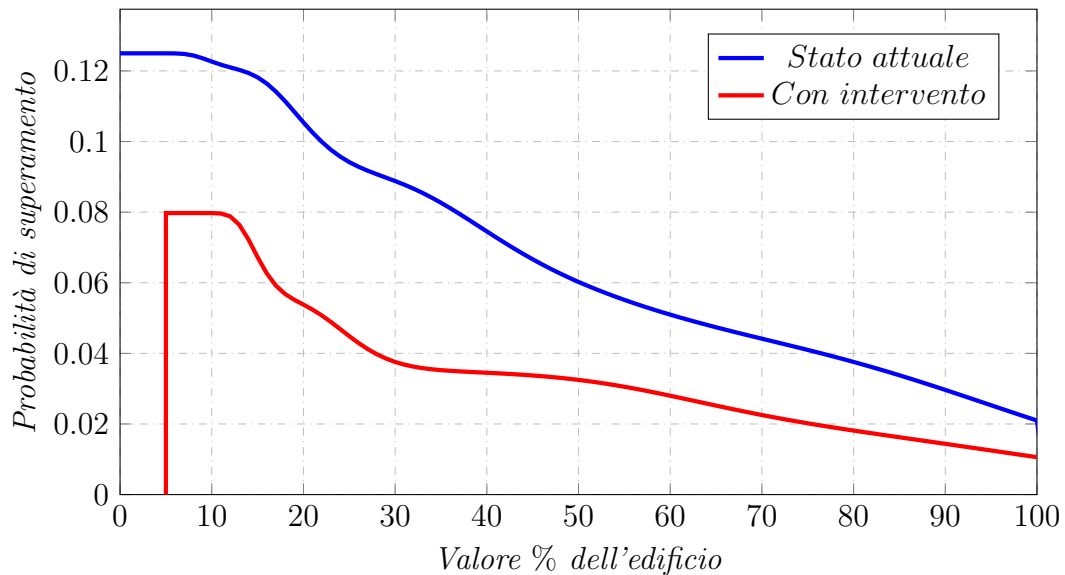


Figura 4.24: Confronto delle curve di perdita prima e dopo intervento

Si può quindi osservare come considerando anche il costo dell'intervento, l'adeguamento della struttura porta ad un abbassamento delle probabilità di superamento di circa il 50%.

Capitolo 5

Conclusioni

Dal lavoro di analisi e ricerca effettuato è possibile ora trarre le conclusioni e capire i punti di forza di questo nuovo metodo sviluppato.

Ricapitolando e ripercorrendo le fasi proposte da questo procedimento, si può affermare come la necessità di trovare qualcosa di alternativo rispetto al metodo classico abbia i suoi fondamenti. Un aumento di resistenza o una limitazione di spostamenti non sono sinonimo di sicurezza dell'edificio. Quello a cui si vuole arrivare a dimostrare con questo lavoro è la performance che può assicurarci la struttura in caso di evento sismico, con la creazione delle così dette curve di perdita.

Oltre a riportare dal punto di vista teorico tutti i vari passaggi che compongono il performance-based design si è fatta un'applicazione ad un caso reale di capannone industriale prefabbricato esistente. Si è studiato l'edificio così come si presenta allo stato di fatto e si è poi proposto un intervento di miglioramento sismico, in quanto si è visto che si presentavano alcuni problemi. Si è potuto dunque fare un confronto tra il metodo classico fino adesso utilizzato e questo nuovo modo di operare, in modo da capire i vantaggi e le nuove possibilità date da quest'ultimo.

Dopo l'introduzione del primo capitolo, dove si mostrano le carenze del metodo attuale provato dai disastri avvenuti nei vari anni con conseguenze anche molto gravi, si è focalizzata l'attenzione sulle fasi elaborate dal PEER per la formulazione del performance-based design.

Nel secondo capitolo si è infatti focalizzata l'attenzione sulla descrizione

dal punto di vista teorico delle 4 analisi da effettuare: di pericolosità, della struttura, del danno e infine delle perdite.

Nel terzo capitolo si è iniziata l'applicazione del metodo su un caso reale, ossia un capannone industriale prefabbricato. Il primo passo è stata la ricerca e la selezione degli accelerogrammi reali per i vari tempi di ritorno scelti. La scelta degli spettri è basata sulla disaggregazione del sito di interesse, in quanto è necessario tenere poi conto del contributo percentuale sulla pericolosità del sito. Si è considerata poi l'accelerazione trovata dagli spettri dati dall'INGV per cercare e costruire lo spettro chiamato *Conditional Mean Spectrum*. Si è infatti cercato uno spettro diverso da quelli dati da normativa che inviluppano i valori massimi di vari oscillatori semplici con varie rigidzze. Riguardo questo primo passo, reso possibile anche ai software *Rexel* e *Attenuation Relationship Application*, avrebbe bisogno di alcuni progressi. Infatti il procedimento potrebbe essere reso più automatico e preciso (per quanto riguarda ad esempio il calcolo di \overline{M} , \overline{R} dai grafici di disaggregazione), ed inoltre si potrebbe ampliare il database disponibile per i vari eventi, in modo da trovare corrispondenze sempre migliori tra valori attesi e trovati.

Dopo questo passaggio è stato possibile passare all'analisi della struttura. Come spiegato in precedenza il modello deve cercare di rispecchiare il più possibile il reale. Sono stati infatti modellati tutti gli elementi della struttura con beam, cercando di focalizzare l'attenzione sui punti deboli della struttura. Questi infatti sono i collegamenti fra i vari elementi che compongono la struttura, e la base del pilastro che potrebbe essere soggetta a plasticizzazione con annessa dissipazione di energia. Si è usato per quest'ultima infatti una modellazione a fibre, in modo da avere il reale comportamento del pilastro, mentre i vari collegamenti sono stati realizzati mediante link di tipo generico, in modo da tenere in considerazione eventuali comportamenti elastoplastici e simili. Per quanto riguarda le analisi sono state effettuate Time History con integrazione diretta. Da questa analisi è stato possibile vedere come gli spostamenti relativi tegolo-trave, nella situazione più verosimile di mancanza d'attrito tra questi, erano troppo elevati dando origine a fenomeni di martellamento tra tegoli e pannelli di tamponamento. É per questo motivo che si è deciso di intervenire nella struttura con l'ausilio di elementi

a comportamento elasto-plastico perfetto che simulano eventuali archetti o squadrette. Il compito di questo nuovo collegamento è quello di limitare gli spostamenti relativi in modo da non avere altri problemi di martellamento, facendo attenzione alle eventuali rotazioni plastiche che possono formarsi alla base del pilastro, che non devono superare la rotazione ultima di rottura prima calcolata. Sono state effettuate varie analisi con varie forze di snervamento, e si sono andati a controllare nuovamente spostamenti relativi tegolo-trave e rotazioni alla base del pilastro. Questi sono stati chiamati parametri ingegneristici di interesse *EDP*. Con il metodo classico, una volta trovato il valore di forza di snervamento che dia spostamenti inferiori al limite con valori di rotazione il più bassi possibile, il miglioramento sismico dell'edificio terminerebbe. Il procedimento non darebbe però indicazioni sul livello effettivo di miglioramento. Creando le curve cumulative dei parametri scelti si vede infatti che mediamente i valori stanno sotto i limiti richiesti, ma c'è una probabilità più o meno elevata che i limiti vengano superati. É adesso, con le ultime due fasi del processo, che si vedono i punti di vantaggio che si possono ottenere con il metodo del performance-based design.

Si passa quindi alla fase di analisi del danno. In questa fase si costruiscono le curve di danno dove si considerano i limiti sotto forma di curva log-normale. Questi valori sono tarati sia sulla struttura esistente sia facendo riferimento a strutture simili con gli stessi problemi. Queste curve che si definiscono sono fondamentali per il proseguo, perchè a queste si associano poi le curve di perdita. Una volta create le curve di danno si passa al calcolo delle probabilità che questi limiti associati a vari livelli di danno si possono presentare. Si calcolano infatti le possibilità di superamento e di accadimento dei vari livelli di danno.

Si passa infine all'ultima fase, una volta associati ai livelli di danno le rispettive perdite scelte (nel nostro caso monetarie). Non resta il fatto che seguire il procedimento descritto nella parte teorica, si tratta di moltiplicazioni e somme tra valori e probabilità di accadimento. Infine si trova la curva di perdita dell'intera struttura. Questa curva ci da indicazioni riguardanti la probabilità di perdere un determinato valore della struttura. É quindi possibile da parte del progettista tutelarsi in caso di evento, spiegando come la

struttura oggetto di studio può presentare danni più o meno gravi nonostante l'intervento proposto. È compito quindi del committente decidere se abbassare la probabilità dei danni, aumentando i costi per l'intervento di adeguamento, oppure accontentarsi del livello di sicurezza raggiunto.

In conclusione di questo percorso si può affermare come questo nuovo metodo di operare e di pensare porti novità importanti. L'ingegnere da parte sua non deve infatti limitarsi a rispettare la normativa, ma deve considerare tutte le possibili situazioni che possono presentarsi dopo un evento. In particolare si potrebbe cercare, con sviluppi futuri o lavori successivi a questo, di avere più dati disponibili per sviluppare le analisi di danno e di perdita. Sono stati usati infatti in questo lavoro valori verosimili ma comunque fittizi. Sarebbe interessante creare un database dove sia possibile raccogliere i valori di danno e delle perdite che sono avvenute negli anni. La destinazione d'uso può infatti risultare fondamentale, il crollo di un edificio adibito a magazzino oppure dello stesso come ricovero per opere d'arte porta a danni non strutturali ben diversi.

Si può concludere quindi affermando che il metodo è valido, e porta a risultati interessanti sia da un punto di vista dell'analisi, sia dal punto di vista pratico. Bisognerebbe cercare di automatizzare ed affinare il procedimento e la tecnica, in modo da poter avere un più ampio spazio di applicazione ed avere risultati il più possibile vicini alla realtà.

Bibliografia

- [1] Reid, H.F., The Mechanics of the Earthquake, The California Earthquake of April 18, 1906, Report of the State Investigation Commission, Vol.2, Carnegie Institution of Washington, Washington, D.C. 1910
- [2] ReLuis. ASSOBETON, "Strutture prefabbricate – Schedario di edifici prefabbricati in c.a.", Maggio 2008.
- [3] Protezione civile, "Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici", 19 Giugno 2012.
- [4] A. Belleri, P. Riva, D. Bolognini, R. Nascimbene, "Metodi di protezione sismica di strutture prefabbricate mediante dispositivi di dissipazione", 2010.
- [5] FIB Bulletin. Probabilistic performance-based seismic design. FIB bulletins. The International Federation for Structural Concrete, page 118, 2012.
- [6] Mitrani-Reiser J., Haselton C.B., Goulet C., P.K.B.J., and G.G., D. Evaluation of the seismic performance of a code-conforming reinforced-concrete frame building. 8th National Conference on Earthquake Engineering San Francisco, California, 2006.
- [7] Abrahamson N.A., Silva N.J (1997) Empirical Response Spectral Attenuation Relations for Shallow Crustal Earthquake

- [8] Baker, J.W. (2011) Conditional Mean Spectrum: Tool for ground motion selection. *Journal of Structural Engineering*, 137(3); 322-331
- [9] Iervolino I., Galasso C., Cosenza E. (2010). REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8:339-362
- [10] Field, E.H., T.H. Jordan, and C.A. Cornell (2003), OpenSHA: A Developing Community-Modeling Environment for Seismic Hazard Analysis, *Seismological Research Letters*, 74, no. 4, p. 406-419
- [11] Baker, J. and Cornell, C. Spectral shape, epsilon and record selection. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(9):1077-1095,2006.
- [12] D.M., "Norme tecniche per le costruzioni", 14 Gennaio 2008.
- [13] "Circolare esplicativa", 2 Febbraio 2009.
- [14] Majorana, C.E., Modena, C., Franchetti, P., Grendene, M., Secchi, S., *Fondamenti di Dinamica e di Ingegneria Sismica*. Milano: McGraw Hill Ed., 2007